

Capítulo 2

Método Racional

“As hipóteses são redes: só quem as lança colhe alguma coisa”..
Novalis

SUMÁRIO

Ordem	Assunto
2.1	Introdução
2.2	Considerações sobre o limite da área da bacia
2.3	Período de retorno
2.4	Intensidade da chuva
2.5	Tempo de concentração
2.6	Coeficiente C da fórmula Racional
2.7	Coeficiente de escoamento e vazão máxima em bacias urbanas (Tucci)
2.8	Equação do coeficiente
2.9	Estimativa do coeficiente de escoamento superficial da superfície permeável
2.10	Coeficiente de escoamento superficial de área impermeável
2.11	Coeficiente de escoamento superficial em função da área impermeável
2.12	Área impermeável em função da densidade
2.13	Coeficiente de escoamento superficial em função da densidade habitacional
2.14	Estimativa da área impermeável em macro-bacias urbanas
2.15	Análise de incerteza do método racional
2.16	Recomendações para o método racional
2.17	Relacionamento de C com CN
2.18	Coeficientes C do Método Racional
2.19	Hidrograma do Método Racional conforme Dekalb
2.20	Dimensionamento preliminar de reservatório de detenção pelo método de Aron e Kibler, 1990
2.21	Dimensionamento de reservatório de detenção pelo Método Racional

27páginas

Capítulo 2 -Método Racional ($\leq 3\text{km}^2$)

2.1 Introdução

O método racional é um método indireto e foi apresentado pela primeira vez em 1851 por Mulvaney e usado nos Estados Unidos por *Emil Kuichling* em 1889 e estabelece uma relação entre a chuva e o escoamento superficial (deflúvio).

O nome método Racional é para contrapor os métodos antigos que eram empíricos e não eram racionais.

É usado para calcular a vazão de pico de uma determinada bacia, considerando uma seção de estudo.

Na Inglaterra Lloyd-Davies fez método semelhante em 1850 e muitas vezes o método Racional é chamado de Método de Lloyd-Davies.

A chamada fórmula racional é a seguinte:

$$Q = C \cdot I \cdot A / 360$$

(Equação 2.1)

Sendo:

Q= vazão de pico (m^3/s);

C= coeficiente de escoamento superficial varia de 0 a 1. C= volume de runoff/ volume total de chuva

I= intensidade média da chuva (mm/h);

A= área da bacia (ha). 1ha= 10.000m^2

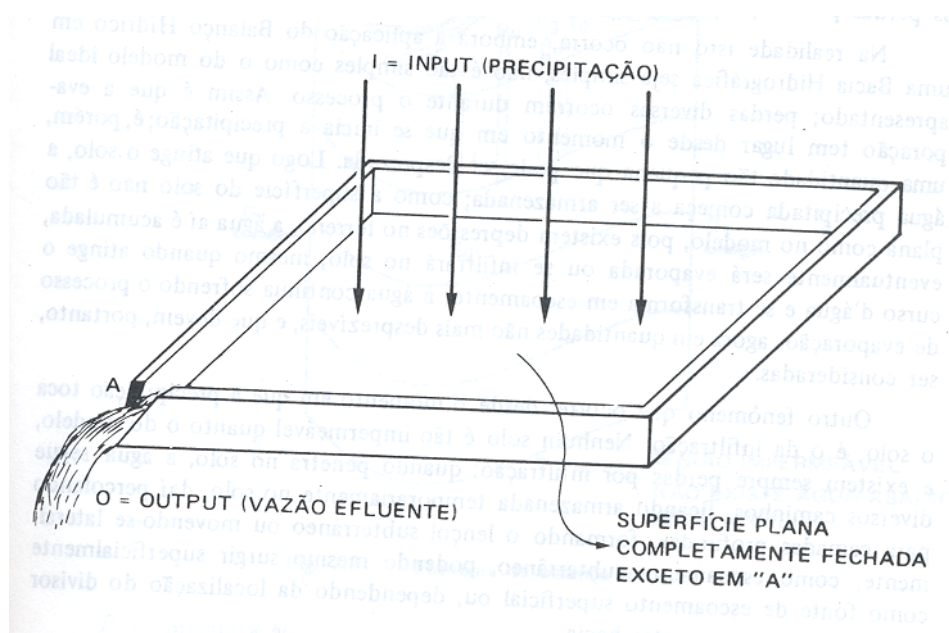


Figura 2.1-Modelo de sistema hidrológico simples

Fonte: Villela e Mattos, Hidrologia Aplicada

Na Inglaterra o método racional é usado com o nome de método de Lloyd-Davies.

Na Figura (2.2) apresenta como funciona o método racional. O tempo de duração da chuva é igual ao tempo de concentração. Na saída (output) a vazão efluente irá variar segundo um hidrograma triangular justificado por (Willian, 1950), (Pagan, 1972) e (Mitchi,1974).

Conforme hidrograma triangular da Figura (2.2), t_c é o tempo para o escoamento máximo e $2.t_c$ o tempo total de escoamento superficial.

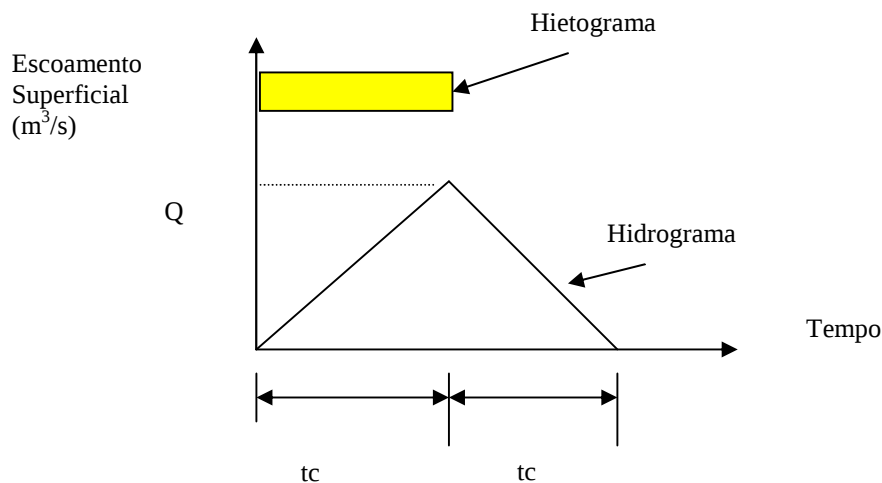


Figura 2.2- O método racional tem escoamento triangular sendo t_c o tempo para atingir o pico da vazão e $2t_c$ o tempo total de escoamento (Porto in Drenagem Urbana,1995).

O método racional deve ser aplicado somente em pequenas bacias ou seja com área de drenagem inferior a 3km^2 (300 ha) conforme (Porto, 1993) ou quando o tempo de concentração seja inferior a uma hora.

Na Austrália é usado o Método Racional Probabilístico para pequenas bacias (25 km^2) e médias bacias (500 km^2), onde são aferidos os coeficientes de escoamento superficial “C” , comparando-se o calculado e medido. Não possuímos tais estudos no Brasil.

Akan,1993 admite para o método racional área da bacia até 13 km^2 .

Adotamos 3km^2 (três quilômetros quadrados) como limite máximo do Método Racional conforme recomendação das “Diretrizes básicas para projetos de drenagem urbana no município de São Paulo” elaborado em 1998 pela Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica (FCTH).

O conceito de pequena, média e grande bacia é um conceito variável entre os hidrólogos. A mesma bacia ser considerada pequena por um e considerada média por outro. Não existe portanto, uma definição correta do que seja pequena, média e grande bacia.

Quando se aplicar o método racional, isto é, fazendo-se a síntese, não devemos nos esquecer da análise de como o mesmo é baseado. As hipóteses do método racional são as seguintes:

a) toda a bacia contribui com o escoamento superficial e é porisso que o tempo de duração da tormenta deve ser igual ou exceder ao tempo de concentração da bacia;

- b) a chuva é distribuída uniformemente sobre toda a área da bacia;
- c) todas as perdas estão incorporadas ao coeficiente de escoamento superficial.

A intensidade da chuva associada com o tempo de concentração e a frequência da ocorrência podem ser obtidas das curvas de intensidade-duração-frequência (IDF) que é obtida por varias publicações. Os cálculos são simples e fáceis de serem obtidos.

Exemplo 2.1

Dada área da bacia A= 5ha, coeficiente de escoamento superficial C= 0,70 e intensidade da chuva I= 50mm/h. Calcular a vazão de pico Q.

$$Q = C \cdot I \cdot A / 360 = 0,70 \times 50\text{mm/h} \times 5\text{ha}/360 = \mathbf{0,49\text{m}^3/\text{s}}$$

2.2 Considerações sobre o limite da área da bacia

O método racional é muito usado, mas apresenta algumas discussões, entre elas a mais importante é o tamanho da bacia a ser considerado conforme Tabela (2.1). Adotamos como limite superior 3km² para a área da bacia.

Tabela 2.1- Valores limites da fórmula racional

Autores	Área	
	(ha)	(km ²)
David H. Pilgrim e Ian Cordery (Austrália) Método probabilístico, 1993	de 2000 a 50.000	20 a 500
Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica de São Paulo (FCTH) 1998 (*)	300	3
Wanielista et al.,1997	20 a 40	0,2 a 0,4
Ven Te Chow	40 a 81	0,4 a 0,81
DAEE, 2005 para pequenas barragens	200	2
DAEE-Cetesb	até 100	1
Porto,1995	até 300	3
Linsley et al.	40 a 486	0,4 a 4,86
Paulo Sampaio Wilken	até 500	5
Linsley e Franzini	até 500	5
Osman Akan, 1993	até 1300	13
Califórnia Hihgways	até 4.050	40,5
Otto Pfafstetter	até 20.000	200
ASCE,1992	até 80	0,8
Debo e Reese,1995	até 40	0,4
Regulamento do sul da Califórnia proíbe acima de oito hectares.	até 8	0,08
McCuen,1998	Pequenas Bacias	

(*) Adotado pelo Engº Plínio Tomaz

2.3 Período de retorno

Período de retorno (Tr) é o período de tempo médio que um determinado evento hidrológico é igualado ou superado pelo menos uma vez. Na prática em microdrenagem o período de retorno é maior ou igual a 25 anos. Na Inglaterra está sendo usado para microdrenagem período de retorno de 30anos.

2.4 Intensidade da chuva

Intensidade (I ou i) é a precipitação por unidade de tempo, obtida como a relação $I = P / t$, se expressa normalmente em mm/hora ou mm/minuto.

Equação de Paulo S. Wilken para RMSP (Região Metropolitana de São Paulo)

$$I = \frac{1747,9 \cdot T_r^{0,181}}{(t + 15)^{0,89}} \quad (\text{mm/h})$$

Sendo:

I= intensidade média da chuva (mm/h);

T_r = período de retorno (anos);

t_c = duração da chuva (min).

Equação de Martinez e Magni,1999 para a RMSP.

$$I = 39,3015 (t + 20)^{-0,9228} + 10,1767 (t + 20)^{-0,8764} \cdot [-0,4653 - 0,8407 \ln \ln (T / (T - 1))]$$

(Equação 2.2)

Para chuva entre 10min e 1440min

Sendo:

I= intensidade da chuva (mm/min);

t= tempo (min);

ln= logaritmo neperiano

T= período de retorno (anos), sendo $T \leq 200$ anos

Nota: observar que a Equação (2.2) não se aplica a $T=1$ ano.

Dica: para transformar mm/min em L/s x ha multiplicar por 166,7

Conforme DAEE, 2005 as equações de Martinez e Magni estão definidas até período de retorno de 200 anos mas, às vezes, pela ausência de outra equação, a extrapolação é feita para período de retorno até 1.000 anos conforme Tabelas (2.2) e (2.3).

Dica: a Equação de Martinez e Magni de 1999 é a mais nova a ser usada na Região Metropolitana de São Paulo.

Tabela 2.2 – São Paulo: Previsão de alturas máximas de chuvas em mm

Duração da chuva	Período de retorno (anos)								
	2	5	10	15	20	25	50	100	200
10 min	16,2	21,1	24,4	26,2	27,5	28,5	31,6	34,6	37,6
15 min	21,1	27,5	31,8	34,2	35,9	37,2	41,2	45,2	49,1
20 min	24,9	32,5	37,6	40,4	42,4	44,0	48,7	53,4	58,1
25 min	27,9	36,5	42,2	45,4	47,7	49,4	54,8	60,1	65,4
30 min	30,3	39,8	46,0	49,5	52,0	53,9	59,8	65,6	71,4
1 h	39,3	51,8	60,1	64,7	68,0	70,5	78,3	86,0	93,6
2 h	46,8	62,1	72,3	78,0	82,0	85,1	94,6	104,0	113,4
6 h	55,7	74,9	87,6	94,7	99,7	103,6	115,5	127,2	139,0
8 h	57,6	77,7	91,0	98,5	103,7	107,8	120,2	132,6	144,9
10 h	59,1	79,8	93,6	101,3	106,8	111,0	123,9	136,7	149,4
12 h	60,2	81,5	95,6	103,6	109,2	113,5	126,8	139,9	153,0
18h	62,5	85,2	100,1	108,6	114,5	119,1	133,1	147,0	160,9
24h	64,1	87,7	103,3	112,1	118,2	123,0	137,6	152,1	166,5

Fonte: aplicação da fórmula de Martínez e Magni de 1999

Tabela 2.3 – São Paulo: Previsão de máxima intensidade de chuvas em mm/hora

Duração da chuva	Período de retorno (anos)								
	2	5	10	15	20	25	50	100	200
10 min	97,3	126,9	146,4	157,4	165,2	171,1	189,4	207,6	225,8
15 min	84,4	110,2	127,3	136,9	143,7	148,9	164,9	180,8	196,6
20 min	74,6	97,5	112,7	121,3	127,3	131,9	146,2	160,3	174,4
25 min	66,9	87,6	101,3	109,0	114,4	118,6	131,4	144,2	156,9
30 min	60,7	79,5	92,0	99,1	104,0	107,8	119,5	131,2	142,8
1 h	39,3	51,8	60,1	64,7	68,0	70,5	78,3	86,0	93,6
2 h	23,4	31,1	36,1	39,0	41,0	42,5	47,3	52,0	56,7
6 h	9,3	12,5	14,6	15,8	16,6	17,3	19,2	21,2	23,2
8 h	7,2	9,7	11,4	12,3	13,0	13,5	15,0	16,6	18,1
10 h	5,9	8,0	9,4	10,1	10,7	11,1	12,4	13,7	14,9
12 h	5,0	6,8	8,0	8,6	9,1	9,5	10,6	11,7	12,8
18h	3,5	4,7	5,6	6,0	6,4	6,6	7,4	8,2	8,9
24h	2,7	3,7	4,3	4,7	4,9	5,1	5,7	6,3	6,9

Fonte: aplicação da fórmula de Martínez e Magni de 1999

2.5 Tempo de concentração

O *tempo de concentração* é o tempo que leva uma gota de água mais distante até o trecho considerado na bacia.

Existem três maneiras em que a água é transportada em uma bacia: a primeira é o *escoamento superficial*, a segunda é o *escoamento em tubos* e a terceira é o *escoamento em canais*, incluso sarjetas.

Existem várias fórmulas empíricas para determinar o valor do tempo de concentração, mas sem dúvida o melhor é usar o *método cinemático*.

A obtenção do tempo de concentração é uma informação importante, porém difícil de ser obtida. Enfim como diz (McCuen,1993), o projetista deve saber que não é possível obter o valor do tempo de concentração por um simples método.

2.6 Coeficiente C da fórmula Racional

O coeficiente “C” de escoamento superficial é também conhecido como coeficiente de runoff ou coeficiente de deflúvio.

Por definição coeficiente de runoff é a razão entre o volume total de escoamento superficial no evento e o volume total precipitado (Tucci, RBRH,2000).

A escolha do coeficiente “C” necessita de experiência e julgamento por parte do calculista. Deverão ser verificadas as fotos aéreas e inspeções locais.

O coeficiente de runoff depende também do solo, pois a infiltração decresce enquanto que a chuva contínua, dependendo das condições do solo. Influencia também o grau de compactação do solo, porosidade do subsolo, vegetação, declividade e depressões onde a água pode armazenar.

O coeficiente ideal é aquele que se levou em consideração a maior quantidade de fenômenos que influenciam no valor de “C”. Vamos citar alguns valores de “C” citados por (Wilken,1978) conforme Tabelas (2.5) e (2.6).

Resumidamente influenciam no coeficiente C as seguintes variáveis:

- Porcentagem da área impermeável
- Características do solo
- Duração da chuva
- Intensidade da chuva
- Forma da área de drenagem
- Capacidade de campo da camada de solo
- Declividade da bacia
- Frequência escolhida
- Uso do solo e características
- Armazenamento de água na superfície do solo
- Interceptação

Tabela 2.4-Coeficientes de Escoamento Superficial “C”

Superfície	Coeficiente C	Tempo de entrada (min)
Telhados	0,70 a 0,95	5
Pavimentos	0,40 a 0,90	5
Via macadamizadas	0,25 a 0,60	5
Vias e passeios apedregulhados	0,15 a 0,30	5
Quintais e lotes vazios	0,10 a 0,30	5 a 10
Parques, jardins, gramados dependendo da declividade	0,00 a 0,25	5 a 10

Fonte: Wilken, 1978 acrescido do tempo de entrada

A Prefeitura Municipal de São Paulo (Wilken,1978) adota os seguintes valores de C:

Tabela 2.5-Valores do coeficiente de escoamento superficial C da Prefeitura Municipal de São Paulo

Zonas	Valor de C	Tempo de entrada (min)
Edificação muito densa: Partes centrais, densamente construídas de uma cidade com ruas e calçadas pavimentadas.	0,70 a 0,95	5
Edificação não muito densa: Partes residenciais com baixa densidade de habitações, mas com ruas e calçadas pavimentadas	0,60 a 0,70	5
Edificações com poucas superfícies livres: Partes residenciais com construções cerradas, ruas pavimentadas.	0,50 a 0,60	5
Edificações com muitas superfícies livres: Partes residenciais com ruas macadamizadas ou pavimentadas.	0,25 a 0,50	5
Subúrbios com alguma habitação: Partes de arrabaldes e suburbanos com pequena densidade de construção	0,10 a 0,25	5 a 10
Matas, parques e campos de esportes: Partes rurais, áreas verdes, superfícies arborizadas, parques ajardinados, campos de esportes sem pavimentação.	0,05 a 0,20	5 a 10

Fonte: Wilken, 1978 acrescido do tempo de entrada

Na Inglaterra conforme Ciria, 2007 é usado em microdrenagem tempo de entrada de 3min a 5min.

Wanielista, 1997 na Tabela (2.6), apresenta os seguintes coeficientes de escoamento superficial para período de retorno de 10 anos. Na prática usa-se o mesmo para 2 anos e 5 anos.

Tabela 2.6-Coeficientes de escoamento C para tempo de retorno ≤ 10 anos

Descrição da área	Coeficiente de Escoamento C
Área comercial	
Centro da cidade	0,70 a 0,95
Vizinhanças	0,50 a 0,70
Área residencial	
Habitações uni-familiares	0,30 a 0,50
Habitações multi-familiares isoladas	0,40 a 0,60
Habitações multi-familiares geminadas	0,60 a 0,75
Residencial suburbana	0,25 a 0,70
Apartamentos	0,50 a 0,70
Industrial	
Indústrias leves	0,50 a 0,80
Indústrias pesadas	0,60 a 0,90
Parques e Cemitérios	0,10 a 0,25
Pátios pavimentados	0,20 a 0,35
Solo não cultivado	0,10 a 0,30
Pavimentação	
Asfalto ou concreto	0,70 a 0,95
Tijolos	0,70 a 0,85
Telhados	0,70 a 0,95

Gramado, solo arenoso	
Terreno plano, 2%	0,05 a 0,10
Declividade média, 2 a 7%	0,10 a 0,15
Bastante declividade, 7% ou mais	0,15 a 0,20
Gramados, solo pesado	
Plano, 2%	0,13 a 0,17
Declividade média, 2 a 7%	0,18 a 0,22
Bastante declividade, 7% ou mais	0,25 a 0,35

Fonte: Manual of Practice- Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers,1970 da ASCE in Wanielista, 1997 p. 206.

Na Tabela (2.7), quando se tem período de retorno de 25 anos multiplicar o valor do coeficiente de escoamento por 1,1 e quando o período de retorno for 100 anos multiplicar por 1,25. Não esquecendo que $C \leq 1$.

Akan, 1993 aconselha que o coeficiente de escoamento superficial ou coeficiente de runoff seja aumentado de 10%, 20% e 25% para 20, 50 e 100 anos de período de retorno.

Porto, 1995 in Drenagem Urbana, cita que os coeficientes de escoamento “C” são válidos para período de retorno de 10 anos. Para outros períodos de retorno deve ser usada a fórmula:

$$C_T = 0,8 \times T^{0,1} \times C_{10} \quad \text{(Equação 2.3)}$$

Sendo:

C_T = coeficiente de escoamento para o período de retorno T ;

T= período de retorno em anos;

C_{10} = coeficiente de escoamento superficial para período de retorno de 10 anos.

A Equação (2.3) pode ser apresentada na Tabela (2.7).

Tabela 2.7- Relação C_T / C_{10} conforme fórmula $C_T = 0,8 \times T^{0,1} \times C_{10}$

Período de Retorno	Relação de C_T / C_{10}
2	0,86
5	0,94
10	1,00
20	1,08
25	1,10
50	1,18
100	1,27

Na Austrália, David H. Pilgrim e Iam Cordery confirmaram que o valor do coeficiente de runoff “C” varia com o período de retorno “T” em função do valor normalmente adotado de 10 anos.

Quando a bacia apresenta ocupação muito variada deve ser usada a média ponderada:

$$C = \frac{C_1 \cdot A_1 + C_2 \cdot A_2 + C_3 \cdot A_3 + \dots + C_i \cdot A_i}{A_1 + A_2 + A_3 + \dots + A_i} \quad \text{(Equação 2.4)}$$

Sendo:

$C_1, C_2, C_3, \dots, C_i$ = coeficientes de escoamento superficial para as áreas $A_1 + A_2 + A_3 + \dots + A_i$, respectivamente;

$A_1, A_2, A_3, \dots, A_i$ = áreas que possuem coeficientes $C_1, C_2, C_3, \dots, C_i$.

C=coeficiente de escoamento superficial obtido pela média ponderada efetuada.

Quando se tratar de área impermeável e área permeável é necessário muito cuidado na aplicação da média ponderada, podendo a mesma nos levar a erros, pois muitas vezes somente a área

impermeável fornece um valor bem superior a área permeável e a média irá enganar os resultados. Isto é mostrado nas p. 108 e 109 de Akan, 1993.

O Exemplo (2.2) esclarecerá melhor.

Area impermeável diretamente conectada:

Dizemos que uma área impermeável é diretamente conectada quando o lançamento das águas pluviais se dá diretamente em galerias de águas pluviais.

Akan e Bedient, 2008 ressaltam que quando a area impermeavel for diretamente conectada é necessario fazer um cálculo com ela separada da area a montante. O Exemplo (2.2) mostrará o que pode acontecer.

Exemplo 2.2- O objetivo deste exercício é esclarecer como funciona o método racional.

Calcular a vazão máxima para período de retorno $Tr=10$ anos, usando o método racional para uma bacia com 12ha. A bacia superior é permeável e tem área de 5ha e $C=0,2$.

A bacia inferior é mais desenvolvida e tem área de 7ha e $C=0,6$. O tempo de concentração até o ponto de controle considerando as duas bacias é de 30min. Considerando a existência de somente a bacia inferior com 7ha, $C=0,6$ e tempo de concentração de 10min.

Vamos calcular o coeficiente de escoamento superficial composto que será:

$$C = \frac{C_1 \cdot A_1 + C_2 \cdot A_2}{A_1 + A_2}$$

Sendo: $C_1=0,20$ $C_2=0,6$ $A_1=5$ ha $A_2=7$ ha

$$C = \frac{0,20 \cdot 5 + 0,6 \cdot 7}{5+7} = 0,43$$

Pela Equação (2.2) temos:

$$Q = 0,278 \cdot C \cdot I \cdot A$$

$A=12$ ha = 0,12km²

Usando a Tabela (2.3) para $t_c=30$ min, $Tr=10$ anos obtemos $I= 92,0$ mm/h

$$Q = 0,278 \cdot 0,43 \cdot 92,0 \cdot 0,12 = 1,31 \text{ m}^3/\text{s}$$

Obtemos então a vazão de pico da bacia de 12ha de 1,31 m³/s

(Akan,1995) recomenda que quando a bacia inferior é desenvolvida, isto é, quando a mesma é mais impermeável que a superior, tem que ser feita verificação.

Assim usando somente a bacia inferior com 6ha, $C=0,6$, $t_c=10$ min, $Tr=10$ anos obtemos:

$I=146,4$ mm/h e $A=6$ ha=0,06km²

$$Q = 0,278 \cdot C \cdot I \cdot A = 0,278 \cdot 0,6 \cdot 146,4 \cdot 0,06 = 1,45 \text{ m}^3/\text{s}$$

Portanto, usando somente a bacia inferior mais desenvolvida achamos uma vazão de pico de 1,45m³/s que é maior que a vazão achada da bacia toda usando o coeficiente C ponderado que resultou em vazão de 1,31m³/s.

A interpretação segundo Akan, é que o pico de vazão se dá a 10min com vazão de 1,45m³/s e o tempo em que toda a bacia estará contribuindo na seção de controle é de 30min.

2.7 Coeficiente de escoamento e vazão máxima em bacias urbanas (Tucci, RBRH 2000)

O prof. dr. Carlos E. M. Tucci apresentou um trabalho bastante interessante na Revista Brasileira de Recursos Hídricos de janeiro/março de 2000, o qual iremos resumir.

2.8 Equação do coeficiente

O coeficiente de escoamento de uma bacia de superfícies variáveis pode ser estimado pela ponderação do coeficiente de diferentes superfícies. Considerando uma bacia urbana onde podem existir dois tipos de superfícies: permeável e impermeável é possível estabelecer que:

$$C = \frac{C_p \cdot A_p + C_i \cdot A_i}{A_t} \quad (\text{Equação 2.5})$$

Sendo:

C_p = coeficientes de escoamento superficial para a área permeável da bacia

C_i = coeficiente de escoamento superficial para a área impermeável da bacia

A_p = área da superfície permeável da bacia.

A_i = área da superfície impermeável da bacia.

A_t = área total da bacia.

C =coeficiente de escoamento superficial obtido pela média ponderada efetuada.

2.9 Estimativa do coeficiente de escoamento superficial de superfície permeável

Tucci, 2000 juntou o conceito do coeficiente C de escoamento superficial com a equação do SCS, 1975, que fornece o escoamento superficial da bacia em milímetros.

$$Q = \frac{(P - 0,2 \cdot S)^2}{(P + 0,8 \cdot S)} \quad (\text{Equação 2.6})$$

válida quando $P > 0,2 S = I_a$ (abstração inicial)

$$\text{sendo } S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (\text{Equação 2.7})$$

Sendo:

Q = escoamento superficial (mm);

CN = número da curva de runoff que depende do tipo de solo e da característica da superfície;

S = potencial máximo de retenção após começar o runoff (mm).

P = altura pluviométrica total do evento (mm).

Na Equação (2.6) dividindo-se o escoamento superficial Q pela precipitação total do evento P , teremos o coeficiente de escoamento superficial da área permeável C_p .

$$C_p = \frac{(P - 0,2 \cdot S)^2}{(P + 0,8 \cdot S) \cdot P} \quad (\text{Equação 2.8})$$

Para se obter a precipitação total P , basta multiplicar o tempo de concentração em minutos pela intensidade de chuva em (mm/min).

$$P = I \cdot t_c \quad (\text{Equação 2.9})$$

Para se obter a intensidade de chuva I em (mm/min) usaremos *Martinez e Magni* em 1999 com dados de 1933 a 1997 (65anos) relativos ao Posto IAG-E3-035 obteve para a cidade de São Paulo a seguinte fórmula:

$$I = 39,3015 (t + 20)^{-0,9228} + 10,1767 (t+20)^{-0,8764} \cdot [-0,4653 - 0,8407 \ln \ln (T / (T - 1))]$$

para chuva entre 10min e 1440min

I = intensidade da chuva (mm/min);

t = tempo (min);

$\ln$ = logaritmo neperiano e

T = período de retorno (anos).

2.10 Coeficiente de escoamento superficial de área impermeável

Para áreas impermeáveis, (Tucci, 2000) usa a Tabela (2.8).

Tabela 2.8- Coeficiente de escoamento superficial de área impermeável

Tipo de superfície	Coeficiente de escoamento superficial para área impermeável C_i	
	Valor Médio	Faixa de valores
Cimento e asfalto	0,95	0,90 a 0,95
Paralelepípedo	0,60	0,58 a 0,81
Blockets	0,78	0,70 a 0,89
Concreto e asfalto poroso	0,03	0,05
Solo compactado	0,66	0,59 a 0,79

Fonte: Tucci,RBRH janeiro/março do ano 2000

Exemplo 2.3

Seja uma bacia com área de $0,36\text{km}^2$ (36ha) com tempo de concentração $t_c=16\text{min}$ obtido pelo método cinemático. A área permeável é 30% do total. O número da curva CN para terrenos baldios é $CN=74$. Calcular a vazão máxima de escoamento superficial considerando período de retorno de 50 anos.

Cálculo do armazenamento S

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 = \frac{25400}{74} - 254 = 89,24\text{mm}$$

$$I = 39,3015 (t + 20)^{-0,9228} + 10,1767 (t+20)^{-0,8764} \cdot [-0,4653 - 0,8407 \ln \ln (T / (T - 1))]$$

$$I = 39,3015 (16 + 20)^{-0,9228} + 10,1767 (16+20)^{-0,8764} \cdot [-0,4653 - 0,8407 \ln \ln (50 / (50 - 1))]$$

$$I = 2,679\text{mm/min.}$$

O valor da precipitação total do evento P será:

$$P = I \cdot t_c = 2,679 \text{ mm/min} \cdot 16 \text{ min} = 42,86\text{mm}$$

Verificamos que $P > 0,2 \cdot S = 0,2 \cdot 89,24 = 17,85\text{mm}$

Podemos então aplicar a Equação (2.8)

$$C_p = \frac{(42,86 - 0,2 \cdot 89,24)^2}{(42,86 + 0,8 \cdot 89,24) \cdot 42,86} = 0,13$$

Da Tabela (2.9) sendo a superfície impermeável de asfalto consideramos então que $C_i = 0,95$.

O valor de C é obtido pela média ponderada do valor de C_p para a superfície permeável e C_i para a superfície impermeável, sendo $A_i=0,70$ e $A_p=0,3$ e $A_t=1,0$.

$$C = \frac{C_p \cdot A_p + C_i \cdot A_i}{A_t}$$

$$C = \frac{0,13 \cdot 0,3 + 0,95 \cdot 0,7}{1,00} = 0,70$$

Considerando que a vazão máxima é dada pela Equação (2.2)

$$Q = 0,275 \times C \times I \times A$$

Sendo:

Q= vazão de pico (m³/s);

C=coeficiente de escoamento superficial ou de runoff;

I= intensidade média da chuva em (mm/h);

A= área da bacia (km²).

Como o valor da intensidade da chuva é

$$I = 2,679 \text{ mm/min}$$

Transformando em mm/hora basta multiplicar por 60 e então teremos:

$$I = 160,74 \text{ mm/h}$$

$$A = 0,36 \text{ km}^2$$

$$C = 0,70$$

Então:

$$Q = 0,274 \cdot 0,70 \cdot 160,74 \cdot 0,36 = 11,1 \text{ m}^3/\text{s}$$

Portanto, a vazão máxima no ponto considerado, é de 11,1m³/s

2.11 Coeficiente de escoamento superficial em função da área impermeável

Novamente, os estudos baseiam-se em Tucci, 2000. Analisando 12 bacias sendo uma em São Paulo, sete em Porto Alegre, duas em Joinville, uma em Curitiba, Tucci conseguiu R²=0,81 obtendo a seguinte equação:

$$C = 0,047 + 0,9 \cdot AI \quad (\text{Equação 2.10})$$

Sendo:

C=coeficiente de escoamento superficial e

AI = fração da área impermeável entre 0 e 1.

A cidade de Fairfax, North Virginia tem a seguinte equação:

$$C = 0,00714 \times AI (\%) + 0,20$$

Schuler, 1987 achou a seguinte equação:

$$R_v = 0,05 + 0,009 \times AI$$

$$C = R_v$$

R_v= coeficiente volumetrico (adimensional)

AI= area impermeavel (%)

C= coeficiente de runoff

Na prática temos muitas vezes usadas a equação de Schueler, 1987 para achar o coeficiente de runoff C.

Na Tabela (2.9) está o coeficiente C em função da fração da área impermeável.

Tabela 2.9-Coeficiente C de escoamento superficial em função da fração impermeável

Fração da área impermeável	Coeficiente C de escoamento superficial
0,1	0,14
0,2	0,23
0,3	0,32
0,4	0,41
0,5	0,50
0,6	0,59
0,7	0,68
0,8	0,77

Exemplo 2.4

Calcular o coeficiente de escoamento superficial para área impermeável de 70%. Usando a equação de Schueler, 1987:

$$C=0,05 + 0,009 \times 70 = 0,68$$

2.16 Análise de Incerteza do método racional

Os parâmetros do método racional C I A apresentam imprecisões. Na prática temos incerteza de 30% (0,30) no coeficiente de escoamento superficial “C”, 17% (0,17) da intensidade da chuva “I” e 5% (0,05) no cálculo da área da bacia de drenagem “A”, conforme Tomaz,1999 o coeficiente de variação da vazão é:

$$\Omega^2_Q = \Omega^2_c + \Omega^2_I + \Omega^2_A$$

Substituindo os valores:

$$\Omega^2_Q = (0,30)^2 + (0,17)^2 + (0,05)^2 = 0,1478$$

$$\Omega_Q = \sqrt{0,1478} = 0,38, \text{ ou seja, } 38 \%$$

O coeficiente de variação da vazão do método racional :

$$\Omega_Q = \sigma_Q / \mu_Q$$

Então, o desvio padrão será:

$$\sigma_Q = \Omega_Q \cdot \mu_Q$$

Supondo que a média . μ_Q seja de $13\text{m}^3/\text{s}$ teremos:

$$\sigma_Q = 0,38 \cdot 13 = 5\text{m}^3/\text{s}$$

Portanto, a vazão estará entre $8\text{m}^3/\text{s}$ a $18\text{m}^3/\text{s}$

2.17 Recomendações para o uso do método racional

Para se aplicar o método racional, isto é, para se fazer a síntese, é muito importante saber a análise, isto é, os limites em que o método racional tem validade.

O método racional deverá ser aplicado com as seguintes considerações:

- 1) A área da bacia deve ser sempre inferior a 3km^2 ;
- 2) O tempo de concentração deverá ser calculado de preferência pelo método cinemático;
- 3) O período de retorno deve ser maior quanto mais importante for a obra.
- 4) Deverá ser feita análise de sensibilidade dos parâmetros adotados

- 5) De modo geral o método racional conduz a resultados de *picos de vazão maiores* que outros métodos
- 6) Quando se precisar da hidrógrafa, isto é, da vazão de escoamento superficial variando com o tempo, usar outro método, como o Método Santa Bárbara, Método do SCN ou Método de Denver

2.18 Relacionamento de C com CN

O condado de Clark em Las Vegas, numa tentativa, estabeleceu um relacionamento do coeficiente de runoff C com o número da curva CN do SCS que deve ser usado com reservas:

$$C = 0,0132 \times CN - 0,39$$

.Sendo:

C= coeficiente de runoff do Método Racional para período de retorno de 10anos

CN= número da curva do SCS

Baseado nos estudos da cidade de Columbus, Ohio, achamos a equação do coeficiente de runoff C em função de CN: aplicando os dados da Tabela (2.15) tomados aleatoriamente de duas tabelas da cidade de Columbus sendo uma do número da curva CN e outra do coeficiente de runoff C.

$$C = 0,02083 \times CN - 1,147$$

Com $R^2=0.99$ e variando CN de 68 a 98 e variando C entre 0,29 e 0,94

Os desvios variam de 0 a 7% conforme Tabela (2.14)

Tabela 2.14- Valores dos coeficientes C e os correspondentes CN conforme a cidade de Columbus, Ohio, USA.

Coeficiente de runoff C	Número da curva CN	Desvios %
y	x	
0,29	68	7
0,29	68	7
0,35	72	-1
0,44	77	-4
0,48	79	-4
0,48	79	-4
0,52	81	-4
0,56	83	-4
0,63	86	-2
0,63	86	-2
0,67	88	-2
0,70	89	-1
0,70	89	-1
0,70	89	-1
0,75	91	0
0,77	92	0
0,83	94	2
0,85	95	2
0,94	98	5

Fonte: adaptado de Stormwater Drainage Manual da cidade de Columbus, março 2006.

Seria importante para o Brasil que se fizessem pesquisas a respeito da relação entre o coeficiente de runoff C e o número da curva CN, pois o que fizemos foi somente mostrar que já estão sendo pesquisadas tais relações.

Tabela 2.15- Coeficientes C para o Método Racional

Land Use	Hydrologic Soil Group and Slope Range											
	A			B			C			D		
	0-2%	2-6%	6%+	0-2%	2-6%	6%+	0-2%	2-6%	6%+	0-2%	2-6%	6%+
Industrial	0.67 ¹	0.68	0.68	0.68	0.68	0.69	0.68	0.69	0.69	0.69	0.69	0.70
	0.85 ²	0.85	0.86	0.85	0.86	0.86	0.86	0.86	0.87	0.86	0.86	0.88
Commercial	0.71	0.71	0.72	0.71	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72
	0.88	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.90	0.89	0.89	0.90
High Density ³ Residential	0.47	0.49	0.50	0.48	0.50	0.52	0.49	0.51	0.54	0.51	0.53	0.56
	0.58	0.60	0.61	0.59	0.61	0.64	0.60	0.62	0.66	0.62	0.64	0.69
Medium Density ⁴	0.25	0.28	0.31	0.27	0.30	0.35	0.30	0.33	0.38	0.33	0.36	0.42
	0.33	0.37	0.40	0.35	0.39	0.44	0.38	0.42	0.49	0.41	0.45	0.54
Residential												
Low Density ⁵	0.14	0.19	0.22	0.17	0.21	0.26	0.20	0.25	0.31	0.24	0.28	0.35
	0.22	0.26	0.29	0.24	0.28	0.34	0.28	0.32	0.40	0.31	0.35	0.46
Residential												
Agricultural	0.08	0.13	0.16	0.11	0.15	0.21	0.14	0.19	0.26	0.18	0.23	0.31
	0.14	0.18	0.22	0.16	0.21	0.28	0.20	0.25	0.34	0.24	0.29	0.41
Open Space	0.05	0.10	0.14	0.08	0.13	0.19	0.12	0.17	0.24	0.16	0.21	0.28
	0.11	0.16	0.20	0.14	0.19	0.26	0.18	0.23	0.32	0.22	0.27	0.39
Freeways and	0.57	0.59	0.60	0.58	0.60	0.61	0.59	0.61	0.63	0.60	0.62	0.64
Expressways	0.70	0.71	0.72	0.71	0.72	0.74	0.72	0.73	0.76	0.73	0.75	0.78

¹ Lower runoff coefficients for use with storm recurrence intervals less than 25 year

² Higher runoff coefficients for use with storm recurrence intervals of 25 years or more

³ High Density Residential – greater than 15 dwelling units per acre

⁴ Medium Density Residential – 4 to 15 dwelling units per acre

⁵ Low Density Residential – 1 to 4 dwelling units per acre

2.19 Hidrograma do Método Racional conforme Dekalb

No County de Dekalb na Geórgia, USA foi apresentado um hidrograma inspirado na teoria do hidrograma unitário. O método é aplicado na região para áreas menores ou iguais a 4ha e constam no DeKalb County Manual. Na prática várias cidades dos Estados Unidos usam para áreas acima de 4ha.

O método pode ser aplicado para duas situações:

- Quanto do tempo de concentração for $< 20\text{min}$
- Quando o tempo de concentração for $\geq 20\text{min}$

Calcula-se a vazão de pico Q_p pelo método racional.

Tabela 2.16- Valores sem dimensões originais da cidade de Dekalb

Dimensionless Time and Hydrograph Ordinates		
t/t_c	Q/Q_p for $t_c < 20 \text{ min}$	Q/Q_p for $t_c \geq 20 \text{ min}$
0	0.00	0.00
1	0.16	0.04
2	0.19	0.08
3	0.27	0.16
4	0.34	0.32
5	1.00	1.00
6	0.45	0.30
7	0.27	0.11
8	0.19	0.05
9	0.12	0.03
10	0.00	0.00

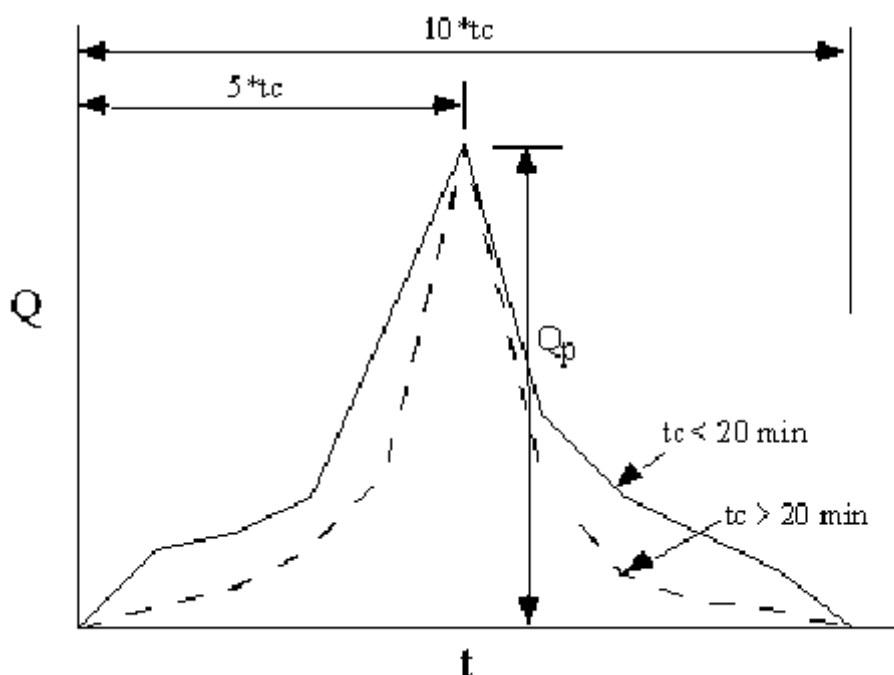


Figura 2.3- Hidrograma da cidade de Dekalb para o método racional

Exemplo 2.9

Aplicação do hidrograma de Dekalb

Tabela 2.1- Aplicação do hidrograma de Dekalb

			t	Q
t/tc	Q/Qp tc<20min	Q/Qp tc>=20min	tc=21,4 min	Qp=25,1m³/s
			21,4	25,1
0	0,00	0,00	0,0	0,0
1	0,16	0,04	21,4	1,0
2	0,19	0,08	42,8	2,0
3	0,27	0,16	64,2	4,0
4	0,34	0,32	85,6	8,0
5	1,00	1,00	107,0	25,1
6	0,45	0,30	128,4	7,5
7	0,27	0,11	149,8	2,8
8	0,19	0,05	171,2	1,3
9	0,12	0,03	192,6	0,8
10	0,00	0,00	214,0	0,0

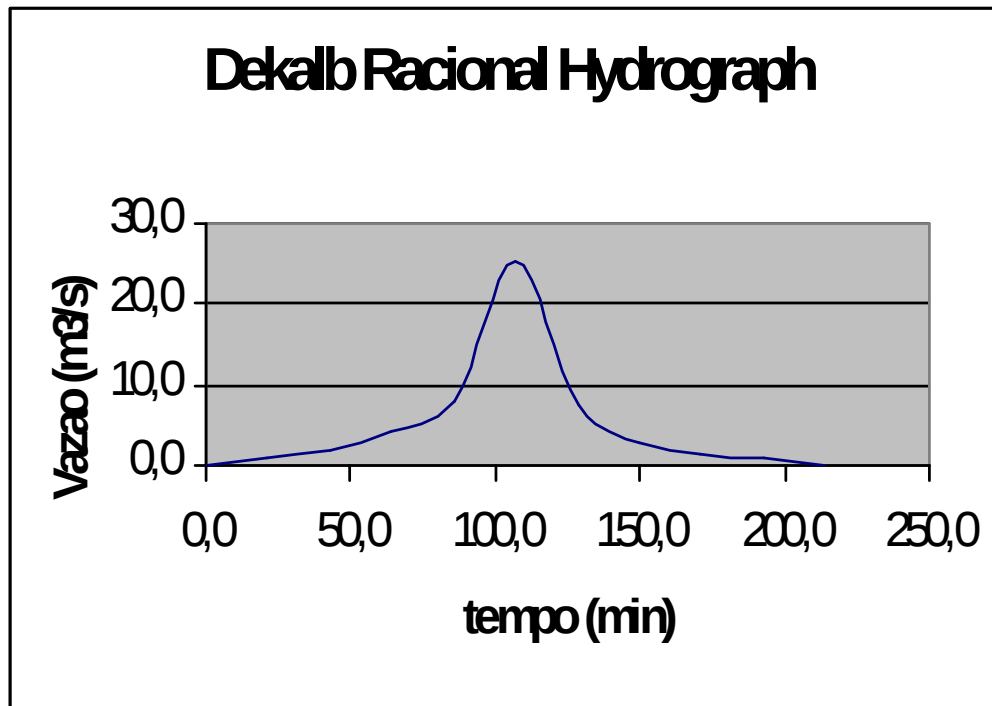


Figura 2.4- Gráfico do hidrograma de Decalb aplicando o método Racional

2.20 Dimensionamento preliminar de reservatório de retenção pelo método de Aron e Kibler, 1990

Osman Akan, cita no livro Urban Stormwater Hydrology,1993, o dimensionamento preliminar pelo método de Aron e Kibler,1990. Neste método não é especificado o tipo de saída da água do reservatório de retenção tais como orifícios ou vertedor e nem a quantidade dos mesmos.

Teoria do método de Aron e Kibler, 1990

No método de Aron e Kibler é suposto que o hidrograma da vazão afluente tem formato trapezoidal e que o pico da vazão efluente está no trecho de recessão do trapézio adotado e que a vazão de saída tem forma triangular conforme Figura (2.6).

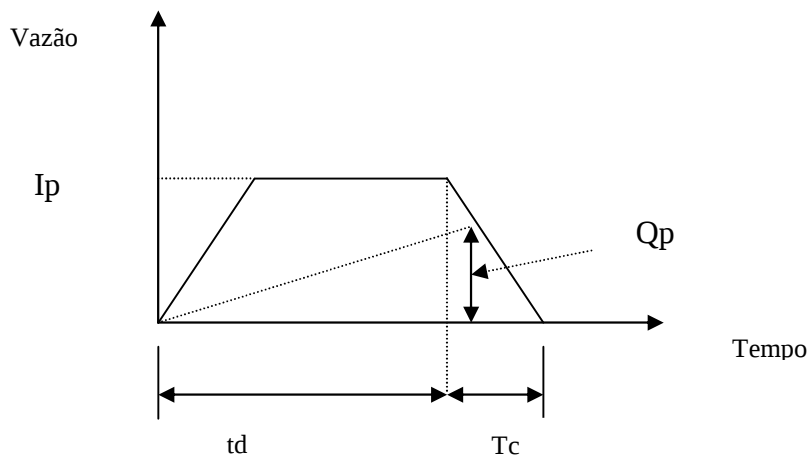


Figura 2.5- Hidrograma trapezoidal de entrada no reservatório de retenção e triangular de saída

Teremos então

$$V_s = I_p \cdot t_d - Q_p (t_d + T_c) / 2 \quad \text{(Equação 2.1)}$$

Sendo:

t_d = duração da chuva (min);

T_c = tempo de concentração (min) da bacia no ponto em questão;

V_s = volume de retenção (m^3). Queremos o máximo de V_s ;

Q_p = pico da vazão de saída (m^3/s).

I_p = pico da vazão de entrada (m^3/s).

O cálculo é feito por tentativas, pois, a cada tempo, teremos um valor da intensidade de chuva “I”, sendo constante o valor de C e da área da bacia em hectares.

Para o cálculo de I_p = CIA adotamos a fórmula de (Paulo S. Wilken,1972), com resultado em L/s x ha, dividindo por 1000 para se obter o m^3 .

O resultado será aquele que resulte no maior volume de retenção V_s .

Exemplo 2.10

Seja o piscinão do Pacaembu com os seguintes dados:

Fórmula de intensidade de chuva adotada: Paulo S. Wilken (1972)

Local do reservatório: praça Charles Muller, São Paulo, capital

Área de drenagem: $2,22\text{km}^2 = 222\text{ha}$

Período de retorno adotado $T=25\text{anos}$

Fração impermeável total : 0,55 (55% da área total)

Vazão efluente máxima (vazão saída do reservatório) : $13\text{m}^3/\text{s}$ é a vazão máxima, de 3km de galerias na av. Pacaembu. É uma imposição do problema.

Tempo de concentração: 15min (fornecido)

Solução:

Escolha do coeficiente de runoff ou coeficiente de escoamento “C”

O valor admitido de $C=0,7$.

Aplicação do método de Aron e Kibler, 1990.

A vazão de saída $Q_p=13\text{m}^3/\text{s}$ devido ao máximo que as galerias da av. Pacaembu suportam. Usando a fórmula de (Paulo Sampaio Wilken,1972).

$$I = \frac{4855,3 \cdot T_r^{0,181}}{(t + 15)^{0,89}} \quad (\text{L/s.ha})$$

Sendo:

I = intensidade média da chuva (L /s. ha);

T_r = período de retorno (anos);

t = duração da chuva (min).

Para período de retorno $T_r = 25$ anos teremos:

$$I = \frac{4855,3 \cdot 25^{0,181}}{(t + 15)^{0,89}} = \frac{8.694,47}{(t + 15)^{0,89}}$$

Variando-se o tempo “t” começando pelo tempo de concentração de 15min.

Para $t=15\text{min}$

$$I = \frac{8.694,47}{(t + 15)^{0,89}} = \frac{8.694,47}{(15 + 15)^{0,89}} = 421,31\text{L/s} \cdot \text{ha}$$

Para $t=30\text{min}$

$$I = \frac{8.694,47}{(t + 15)^{0,89}} = \frac{8.694,47}{(30 + 15)^{0,89}} = 293,19 \text{ L/s.ha}$$

e assim por diante conforme mostra a Tabela (2.22).

Aplicando a fórmula racional $Q=C \cdot I \cdot A$

Teremos:

Para $t=15\text{min}$, $A=222\text{ha}$ e $C=0,7$

$Q = CIA = 0,7 \times 421,31 \times 222 = 65.472\text{L/s} = 65,47\text{m}^3/\text{s}$

Para $t=30\text{min}$

$Q = CIA = 0,7 \times 293,69 \times 222 = 45.639\text{L/s} = 45,64\text{m}^3/\text{s}$

Vamos calcular a duração da chuva que produz o maior volume de reservatório de detenção usando a Equação (12.12):

$$V_s = I_p \times t_d - Q_p \times (t_d + T_c)/2$$

Para $t = t_d = 15\text{min}$, sendo tempo de concentração T_c fixo igual a 15min

$V_s = (\text{vazão afluente em m}^3/\text{s}) \times 60\text{s} \times (\text{tempo de duração da chuva}) - (\text{vazão efluente em m}^3/\text{s}) \times 60\text{s} \times (\text{tempo de duração da chuva} + \text{tempo de concentração})/2$

$$V_s = 65,47\text{m}^3/\text{s} \times 60\text{s} \times 15\text{min} - 13\text{m}^3/\text{s} \times 60\text{s} \times (15\text{min} + 15\text{min})/2 =$$

$$V_s = 47.225\text{m}^3$$

Para $t = 30\text{min}$

$$V_s = 45,64\text{m}^3/\text{s} \times 60\text{s} \times 30\text{min} - 13\text{m}^3/\text{s} \times 60\text{s} \times (30\text{min} + 15\text{min})/2 =$$

$$V_s = 64.600\text{m}^3$$

E assim por diante, conforme se pode ver na Tabela (2.20).

Portanto, o volume do piscinão do Pacaembu calculado pelo método aproximado de (Aron e Kibler,1990) para período de retorno de 25anos é de 75.723m^3 .

Tabela 2.18- Dimensionamento preliminar do piscinão do Pacaembu usando o método de Aron e Kibler,1990 para T=25 anos e C=0,7

Tempo concentração	Qsaida	Período de retorno (anos) Tr	Duração da Chuva (min)	Intensidade de chuva	Área	Qentrada Q=CIA	Qentrada Q=CIA	Vs
(min)	(m ³ /s)	(anos)	(min)	(l/s.ha)	ha	(l/s)	(m ³ /s)	(m ³)
15	13	25	15	421,31	222	65472	65,47	47225
15	13	25	30	293,69	222	45639	45,64	64600
15	13	25	45	227,35	222	35330	35,33	71990
15	13	25	60	186,40	222	28966	28,97	75028
15	13	25	75	158,48	222	24627	24,63	75723
15	13	25	90	138,16	222	21470	21,47	74989
15	13	25	105	122,68	222	19064	19,06	73306
15	13	25	120	110,47	222	17167	17,17	70953
15	13	25	135	100,58	222	15631	15,63	68107
15	13	25	150	92,40	222	14359	14,36	64884
15	13	25	165	85,52	222	13289	13,29	61364
15	13	25	180	79,64	222	12376	12,38	57606

Nota: o método fornece o volume do reservatório que deve ser adotado para detenção, mas que não quer dizer que é correto. Somente o *routing* do reservatório com os dispositivos de orifícios e vertedor é que determinarão se o mesmo é correto ou não.

2.21 Dimensionamento de reservatório de retenção pelo Método Racional

Uma maneira simples e direta de obtermos o volume de um reservatório de retenção para enchentes é usar o Método Racional.

$$V = 0,5 \times (Q_{\text{pós}} - Q_{\text{pré}}) \times t_b \times 60$$

Sendo:

V= volume do reservatório de retenção de enchente conforme o período de retorno adotado (m³)

Q_{pré}= vazão de pré-desenvolvimento (m³/s)

Q_{pós}= vazão de pós-desenvolvimento (m³/s)

t_c= tempo de concentração (min)

t_b= 3 x t_c

Exemplo 2.11

Calcular o volume de retenção para período de retorno de 25 anos dados Q_{pré}=13m³/s e Q_{pós}=65,47m³/s. O tempo de concentração de pós-desenvolvimento é 15min.

$$V_s = 0,5 \times (Q_{\text{pós}} - Q_{\text{pré}}) \times t_b \times 60$$

t_c=15min

t_b= 3 x 15 = 45min

$$V_s = 0,5 \times (65,47 - 13) \times 45 \text{min} \times 60 \text{s} = 70.834 \text{m}^3$$

Capítulo 3

Período de retorno

Engenharia = matemática + bom senso
Prof. Marmo, curso Anglo-Latino, 1961

SUMÁRIO

Ordem	Assunto
3.1	Introdução
3.2	Risco e frequência
3.3	Frequência
3.4	Risco e incerteza segundo USACE
3.5	Seleção do melhor projeto

Capítulo 3– Período de retorno

3.1 Introdução

Período de retorno (T) é o período de tempo médio que um determinado evento hidrológico é igualado ou superado pelo menos uma vez. “É um parâmetro fundamental para a avaliação e projeto de sistemas hídricos, como reservatórios, canais, vertedores, bueiros, galerias de águas pluviais, etc” (Righeto, 1998).

Para estabelecer o período de retorno é recomendado:

- a) Bom senso
- b) Custos das obras
- c) Prejuízos finais

Linsley, Franzini et al. (1992) aconselha o uso de período de retorno de 100 anos, conforme lei dos Estados Unidos (*Flood Disaster and Protection Act of 1973*) e exigências de seguro para as inundações.

O professor dr. Kokei Uehara, da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, recomenda o uso de período de retorno de 100 anos em piscinões e obras públicas importantes.

O importante no período de retorno de 100 anos, são os benefícios intangíveis, isto é, os que não podem ser transformados em dinheiro.

Zahed e Marcellin, 1995, analisando gráficos da variação da vazão de projeto com o período de retorno e gráficos do período de retorno com o gradiente da vazão, observaram também com muita propriedade, que *nem sempre a escolha de um período de retorno maior, ocasiona uma elevação no custo da obra, como se poderia supor.*

Zahed e Marcellini em Drenagem Urbana (1995), afirmam que a escolha da tormenta para os projetos de obras de drenagem urbana deve ser considerada de acordo com a natureza das obras a projetar. Deve-se levar em conta os riscos envolvidos quanto à segurança da população e as perdas materiais.

Para o piscinão do Pacaembu foi adotado período de retorno de 25 anos, porém foi estudado também o período de retorno de 50 anos.

Antigamente se escolhia um período de retorno e se calculava uma obra de macro-drenagem. Atualmente costuma-se verificar outros períodos de retorno.

Porto, 1995, salienta os critérios políticos, sociais e econômicos para a definição do período de retorno. Os fatores sócio-econômico característicos das inundações são: número de perdas humanas (fatalidades e número de evacuações) e danos materiais. Nos países ricos praticamente não há perdas de vida com as enchentes enquanto que nos países em desenvolvimento, as fatalidades e evacuações são enormes. Em abril de 1991 em Bangladesh morreram nas enchentes 140.000 pessoas (Kundzewicz e Kaczmarek, 2000).

A China perdeu em 1996 cerca de 30 bilhões de dólares e em 1998 26,5 bilhões de dólares com as enchentes. No rio Reno na Europa houve duas enchentes no intervalo de 13 meses com chuva de período de retorno de 100 anos.

A famosa enchente dos rios Mississipi e Missouri em 1993 nos Estados Unidos deu-se em período de retorno de 100 anos a 500 anos, atingindo prejuízos de 16 bilhões de dólares.

Os prejuízos anuais médios das enchentes no mundo são da ordem de 16 bilhões de dólares e nos Estados Unidos de 2 bilhões de dólares. O Brasil não possui dados.

Para obras de macrodrenagem a Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica e a Prefeitura Municipal de São Paulo no estudo denominado Diretrizes básicas para projetos de drenagem urbana no município de São Paulo, elaborado em 1998, adotou na página 188 o **período de retorno de 100anos**, como o mais recomendado conforme “literatura mais recente disponível sobre o assunto”.

DICA: adotar período de retorno de 100anos para o projeto de piscinões em áreas urbanas

Dica: adotar período de retorno de 25anos na microdrenagem e em pontos especiais onde existem hospitais, etc adotar período de retorno de 50 anos.

Conforme Chin, 2000 na prática da engenharia se diz “inundação de 100anos” e então há um entendimento errado de que a inundação vai ocorrer uma vez em 100 anos. A ASCE (*American Society Civil Engineer*) recomenda que para divulgação pública deve ser evitado o uso do período de retorno e sim deve ser mencionada a probabilidade anual. Assim de dizer que a obra foi projetada para “inundação de 100 anos”, deve-se dizer que a inundação tem probabilidade de 1% de acontecer em cada ano.

O DAEE para os estudos da bacia do rio Aricanduva usou em 1999 períodos de retorno de : 2 anos, 10 anos, 25 anos, 50 anos e 100 anos. Para o córrego Pirajussara foi usado período de retorno de 10anos, 25 anos, 50 anos e 100 anos. Para o ribeirão dos Meninos, afluente do rio Tamanduatei foi usado período de retorno de 2 anos, 10 anos, 25 anos, 50 anos e 100 anos. Para o rio Tietê no trecho entre a barragem Edgard de Souza e a barragem da Penha foi usado período de retorno de 100 anos.

O horizonte do projeto em todos os rios e córregos do Alto Tietê foi de 20 anos. Tudo isto está no direcionamento do *Plano Diretor de Macrodrenagem da Bacia do Alto Tietê (PDMAT)* do DAEE.

Dica: o horizonte de projeto deve ser de 20anos a 25anos.

3.2 Risco e frequência

A probabilidade de ocorrência de um evento hidrológico de uma observação é o inverso do período de retorno (Mays, 2001 p. 317).

$$P = 1/T$$

Como exemplo, para período de retorno de 100 anos a probabilidade é $P = 1/100 = 0,01$

A probabilidade de ocorrer em um ano, uma chuva de período de retorno de 100anos é de 1% (0,01). A probabilidade de não ocorrer é 1- 0,01, ou seja, 0,99 (99%).

Matematicamente teremos:

$$P = 1 - 1/T$$

Como cada evento hidrológico é considerado independente, a probabilidade de não ocorrer para “n” anos é:

$$P = (1 - 1/T)^n$$

A probabilidade complementar de exceder uma vez em “n” anos será:

$$P = 1 - (1 - 1/T)^n$$

Então o valor de P é considerado um **risco hidrológico de falha**, usando a letra R ao invés da letra P.

$$R = 1 - (1 - 1/T)^n$$

Conforme Righetto, 1998, a *probabilidade de ocorrência* de um evento que ponha em risco a obra e todo o sistema fluvial a jusante de uma barragem ao longo de um período de “n” anos de utilização das instalações ou vida útil, é definida como **risco “R”** é expressa por:

$$R = 1 - (1 - 1/T)^n \quad \text{(Equação 3.1)}$$

Sendo:

T= período de retorno (anos);

n= número de anos de utilização das instalações ou vida útil;

R= risco (entre zero e 1).

Tabela 3.1- Risco em função da vida útil e do período de retorno

T (anos)	Vida útil da obra (anos)				
	2	5	25	50	100
2	75%	97%	99,9%	99,9%	99,9%
5	36%	67%	99,9%	99,9%	99,9%
10	19%	41%	93%	99%	99,9%
25	25%	18%	64%	87%	98%
50	40%	10%	40%	64%	87%
100	2%	5%	22%	39%	63%
500	0,4%	1%	5%	9%	18%

Fonte: Porto, Rubem, Escoamento Superficial Direto in Drenagem Urbana, 1995 ABRH.

Exemplo 3.1 de aplicação da Tabela (3.5) do risco em função da vida útil e do período de retorno

Uma obra com duração de 50 anos e período de retorno de 100 anos. Qual o risco de a mesma vir a falhar pelo uma vez, durante sua vida útil? Verificando-se a Tabela (3.2) entrando com o período de retorno de 100 anos e vida útil da obra de 50 anos, há 63% de risco da obra vir a falhar durante os 50 anos de vida útil.

Exemplo 3.2 da aplicação de $R = 1 - (1 - 1/T)^n$

Qual é o risco de ocorrer chuva superior à crítica, nos próximos 5 anos sendo que foi considerado o período de retorno de 2 anos?

Portanto n=5 anos e fazendo-se as contas temos:

$$R = 1 - (1 - 1/T)^n = 1 - (1 - 1/2)^5 = 0,97$$

ou seja, há um risco de 0,97, ou seja, 97% de ocorrer uma chuva superior à crítica nos próximos 5 anos.

Exemplo 3.3 do piscinão do Pacaembu

Qual o risco de ocorrer uma chuva superior à crítica em um ano, com período de retorno adotado de 25 anos.

Portanto $n=1$ anos e fazendo-se as contas temos:

$$R = 1 - (1 - 1/T)^n = 1 - (1 - 1/25)^1 = 0,04$$

ou seja, há um risco de 0,04, ou seja, 4% de ocorrer uma chuva superior à crítica em um ano.

Exemplo 3.4 de aplicação do risco:

Qual o período de retorno para um risco de 50% em 5 anos?

Da fórmula do risco tirando o valor de T temos:

$$T = 1 / (1 - (1 - R)^{1/n}) \quad \text{(Equação 3.2)}$$

Sendo $R=0,50$ temos:

Usando a Equação (3.2) temos:

$$T = 1 / [1 - (1 - 0,5)^{1/n}] = 1 / [1 - (1 - 0,5)^{1/5}] = 8 \text{ anos}$$

Exemplo 3.5 de aplicação do risco:

Qual o risco que a canalização do rio Tamanduatei na capital de São Paulo, falhe uma ou mais vezes considerando que o projeto foi efetuado para período de retorno de 500 anos e a vida útil da obra é de 50 anos? (EPUSP)

Sendo $T=500$ e $n=50$ substituindo na fórmula abaixo teremos:

$$R = 1 - (1 - 1/T)^n = 1 - (1 - 1/500)^{50} = 0,095 \text{ ou seja } 9,5\%$$

3.3 Freqüência (F)

Define-se freqüência (F) como sendo o inverso do período de retorno, ou seja,

$$F = 1/T \quad \text{(Equação 3.3)}$$

3.4 Risco e Incerteza segundo USACE

Melhor estimativa

O *United States Army Corps of Engineer* (USACE) há tempos usa para os projetos e planificação dos recursos hídricos, da **best estimate**, ou seja, a melhor estimativa para a avaliação da chuva de enchente.

Análise de sensibilidade

Depois começaram a usar a *sensitivity analysis*, ou seja, a análise de sensibilidade que investigava as incertezas dos parâmetros. Mas esta tentativa falhou devido ao número muito grande de incerteza e como elas se interagem. Depois de 1994 a USACE passou a quantificar dos riscos e das incertezas como a melhor alternativa. Foi então estabelecida nova metodologia pela USACE baseada no risco e incerteza.

Riscos e Incertezas

Vamos exemplificar de que maneira a USACE interpreta os riscos e a incerteza.

1. **Risco hidrológico:** a descarga Q é associada com a probabilidade esperada p . Nos Estados Unidos é muito usada *log-Person Tipo III*, que foi padronizada pelo *U.S. Water Resources Council* em 1981 (Mays, 2001 p. 321). Isto não foi devidamente justificado, pois, pode-se usar para a distribuição de frequências a distribuição log-normal, Gumbel (Valores extremos Tipo I), por exemplo.
2. **Incerteza hidrológica:** a variabilidade na estimativa dos momentos da distribuição de Q e a precisão das curvas de frequência. Na maioria dos estudos hidrológicos, a estimativa dos parâmetros é determinada por uma quantidade limitada de série de dados. Trata-se de amostra usada na estatística.
3. **Incerteza da vazão de saída:** a descarga Q não é perfeitamente determinada devido a problemas do conhecimento perfeito da geometria, rugosidade, regime de escoamento, sujeiras e imprecisões técnicas analíticas. A curva cota-descarga nem sempre é perfeita, ainda mais quando associada a outras estruturas. As estimativas de vazões devido aos vertedores, por exemplo, apresentam resultados as vezes bem diferentes do esperado. Poderão ser feitas análise de incerteza de primeira ordem, como (Mays e Tung, 1992) fizeram para a fórmula de Manning.
4. **Performance dos diques:** há uma grande incerteza em estabelecer os níveis em que um dique falha devido a inúmeras variáveis inclusive sobre a fundação do dique
5. **Incerteza dos prejuízos da inundação:** os danos de uma inundação e a definição da área a ser inundada nunca são precisos. As estimativas de danos às áreas residenciais e comerciais são bastantes vagas, pois, dependem do tipo de edifício, do andar em que estão os prejuízos. Na prática tem havido grandes erros de estimativa dos prejuízos da inundação.

Segundo a USACE, 1992 in *Flood Risk Management and the American River Basin*, 1995 as definições de risco e incerteza são:

Risco: o potencial para realização do não esperado, com conseqüências adversas. A estimativa do risco é usualmente baseada na expectativa dos resultados de uma condição de probabilidade da ocorrência do evento multiplicado pela conseqüência do evento, dado que isto ocorreu.

Incerteza: situações incertas são aquelas em que os resultados não podem ser previstos por probabilidade de distribuição conhecida e os resultados são indeterminados.

Como se pode ver os riscos dão uma idéia de:

1. perigo
2. de perdas esperadas ou risco relativo ao projeto
3. que a probabilidade de que um dique será ultrapassado pelas águas

O risco dá uma idéia de situação adversa de eventos não esperados.

A incerteza tem tido muitos significados. Na literatura a incerteza é usada muitas vezes quando não possuímos a probabilidade. Por outro lado, incerteza é usada para definir situações de que não temos certeza. A informação de incerteza que significa simplesmente a falta de certeza, não é adequada. Quando não temos informações ou elas são imprecisas, isto é incerteza.

3.5 Seleção do melhor projeto:

As perguntas fundamentais para avaliação de um projeto para combater a inundação são:

Qual a probabilidade da área ser inundada?

Os parâmetros econômicos justificam o projeto?

São confiáveis as análises das alternativas econômica dos projetos?

Para cada alternativa escolhida deve ser sempre seguida a seguinte ordem:

1. Escolher a melhor estimativa da probabilidade dos eventos hidrológicos. É o mais importante, pois a região beneficiada está primeiramente interessada na sua segurança do que no custo da obra.
2. Elaborar estudos de benefícios/custos baseado nos danos anuais. Não esquecer os problemas ambientais, sociais e os impactos causados pelos mesmos.
3. Medir as incertezas e falta de precisão dos itens 1 e 2
4. Estudar medidas de confiança do sistema a ser implantado para entendimento do público.

3.6 Escolha do período de retorno

A escolha do período de retorno é um dos grandes problemas da hidrologia, motivo pelo qual há muita discussão sobre o assunto. Não devemos esquecer que em primeiro lugar devemos adotar um modelo hidrológico adequado que produza menos erros.

Palos e Thadeu em trabalho publicado no XII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos usando período de retorno de 50anos calculou o córrego Rincão usando três métodos.

Para o método de Ven Te Chow achou-se a vazão de $80\text{m}^3/\text{s}$ e para o método de I-PAI Wu achou-se $140\text{m}^3/\text{s}$, enquanto para o método SCS achou-se $235\text{m}^3/\text{s}$, que é a vazão correta.

Daí se pode perceber que ***a escolha do período de retorno adequado deve ser aliada ao modelo adequado.***

Os métodos de Ven Te Chow e I-PAI WU ainda são mais usados por vários órgãos públicos no Estado de São Paulo, embora estejam em desuso.

Um grande problema que ocorre em áreas urbanizadas e inteiramente consolidadas como algumas áreas da região metropolitana de São Paulo é a escolha de período de retorno de 100 anos, cujas obras são praticamente impossíveis de serem realizadas devido a espaço físico e custos. Não podemos fugir desta realidade, motivo pelo qual adota-se período de retorno de 25anos como prática geral.

Para obras específicas poderá ser determinado período de retorno maiores que 25 anos, dependendo dos prejuízos que a enchente causará.

Dica: escolha o modelo hidrológico e a período de retorno o melhor possível.

Capítulo 12

Chuva excedente- método do número CN do SCS

“O homem que não crê em nada, acaba por não acreditar em si mesmo. Isso vale dizer não acreditará nos próprios juramentos e compromissos”
Varoli

SUMÁRIO

Ordem	Assunto
12.1	Introdução
12.1.1	Característica do solo
12.1.2	Pesquisas feitas no país, nos estados ou em regiões ou cidades
12.1.3	Capacidade mínima de infiltração no solo
12.2.	Tabelas do número CN da curva de runoff
12.3	Condições antecedentes do solo
12.4	Estimativa do número CN para área urbana
12.5	Área impermeável conectada e área impermeável não conectada
12.6	Estimativa de runoff ou escoamento superficial ou chuva excedente pelo método SCS
12.7	Limitações da equação conforme SCS
12.8	Hietograma da chuva excedente
12.9	Estimativa de área impermeável de macro-bacias urbanas
12.10	Aplicações e validade do método no número CN da curva de runoff (SCS)
12.11	Comparação dos métodos de infiltração

Capítulo 12- Chuva excedente - método do número CN do SCS

12.1 Introdução

Em junho de 1986 o Departamento da Agricultura dos Estados Unidos lançou o *Technical Release 55 (TR-55)* denominado “*Urban Hydrology for Small Watersheds*” que apresentou os procedimentos para estimativa do runoff e dos picos de descargas em bacias pequenas (250 km²). A edição que estamos tratando foi atualizada no apêndice A do TR-55 em janeiro de 1999.

O TR-55 incorporou no estudo apresentado os resultados do *U. S. Soil Conservation Service (SCS)* de janeiro de 1975.

Há três maneiras para se achar o número da curva de runoff CN do SCS, também chamado de coeficiente de escoamento superficial ou número de deflúvio CN.

1. Características do solo;
2. Pesquisas feitas no país, nos estados ou em regiões ou cidades;
3. Capacidade mínima de infiltração no solo.

12.1.1 Características do solo

Segundo (McCuen, 1998) o SCS classificou nos Estados Unidos mais de 4.000 solos para verificar o potencial de runoff e classificou estes grupos em quatro, identificando com as letras A, B, C e D.

Conforme José Setzer e Rubem La Laina Porto no Boletim Técnico do Departamento de Água e Energia Elétrica - DAEE de maio/agosto de 1979 de São Paulo, foi apresentado pela primeira vez no Brasil “Tentativa de avaliação de escoamento superficial de acordo com o solo e o seu recobrimento vegetal nas condições do Estado de São Paulo”.

As quatro classificações de (Porto, 1995) são bastante elucidativas e referem-se a capacidade mínima de infiltração de cada tipo de solo conforme SCS e estão na Tabela (12.1) juntamente com os tipos de solos classificados por (Tucci, 1993).

Tabela 12.1- Grupo de solos e características do solo

Grupo de solo	Características do solo
A	solos arenosos com baixo teor de argila total, inferior a 8%, não havendo rocha nem camadas argilosas e nem mesmo densificadas até a profundidade de 1,5m. O teor de húmus é muito baixo, não atingindo 1% (Porto, 1979 e 1995). Solos que produzem baixo escoamento superficial e alta infiltração. Solos arenosos profundos com pouco silte e argila (Tucci et al, 1993).
B	solos arenosos menos profundos que os do Grupo A e com menor teor de argila total, porém ainda inferior a 15%. No caso de terras roxas, esse limite pode subir a 20% graças à maior porosidade. Os dois teores de húmus podem subir, respectivamente, a 1,2 e 1,5%. Não pode haver pedras e nem camadas argilosas até 1,5m, mas é, quase sempre, presente camada mais densificada que a camada superficial (Porto, 1979 e 1995) Solos menos permeáveis do que o anterior, solos arenosos menos profundo do que o tipo A e com permeabilidade superior à média (Tucci et al, 1993).
C	solos barrentos com teor total de argila de 20% a 30%, mas sem camadas argilosas impermeáveis ou contendo pedras até profundidade de 1,2m. No caso de terras roxas, esses dois limites máximos podem ser de 40% e 1,5m. Nota-se a cerca de 60cm de profundidade, camada mais densificada que no Grupo B, mas ainda longe das condições de impermeabilidade (Porto, 1979 e 1995). Solos que geram escoamento superficial acima da média e com capacidade de infiltração abaixo da média, contendo percentagem considerável de argila e pouco profundo (Tucci et al, 1993).
D	solos argilosos (30% a 40% de argila total) e ainda com camada densificada a uns 50cm de profundidade. Ou solos arenosos como do grupo B, mas com camada argilosa quase impermeável ou horizonte de seixos rolados (Porto, 1979 e 1995). Solos contendo argilas expansivas e pouco profundos com muito baixa capacidade de infiltração, gerando a maior proporção de escoamento superficial (Tucci et al, 1993).

Fonte: (Porto, Setzer 1979) e (Porto, 1995) e (Tucci et al, 1993).

12.1.2 Pesquisas feitas no país, nos estados ou em regiões ou cidades

Nos Estados Unidos todos os solos estão classificados conforme os grupos hidrológicos A,B,C ou D e fazem parte do TR-55 citado. O Brasil até a presente data não existe nenhuma pesquisa que forneçam os números CN da curva de runoff. No Estado de São Paulo, existem considerações globais feitas em 1979 por Setzer e Porto. Na região do Alto Tietê, existe estudo geológico dos 39 municípios da região metropolitana de São Paulo, onde os solos estão classificados, a fim de facilitar os dimensionamentos dos córregos, rios, canais e reservatórios de detenção e retenção.

12.1.3 Capacidade mínima de infiltração no solo.

(McCuen,1998) apresenta uma classificação dos quatro grupos A,B,C e D conforme Tabela (12.2) mostrando a *capacidade mínima de infiltração no solo* conforme o grupo do solo.

Tabela 12.2- Capacidade mínima de infiltração conforme o grupo do solo

Grupo de solo	Capacidade mínima de infiltração (mm/h)	Média
A	7,62 a 11,43	9,53
B	3,81 a 7,62	5,72
C	1,27 a 3,81	2,54
D	0 a 1,27	0,64

Fonte: (McCuen,1998)

Uma maneira prática de se achar a capacidade mínima de infiltração é usando o infiltômetro, que deve ser representativo para a bacia em estudo.

Como exemplo, na bacia do Pacaembu a capacidade de infiltração mínima do solo achada por Canholi foi de 4,5mm/hora e verificando a Tabela (12.2) de McCuen, vê-se que o solo da região do Pacaembu poderia ser classificado como do grupo B por estar entre 3,81mm/h e 7,62 mm/h.

12.2 Tabelas do número CN da curva de runoff

O número da curva de runoff ou seja do escoamento superficial é CN também é um índice que representa a *combinação empírica* de três fatores: grupo do solo, cobertura do solo e condições de umidade antecedente do solo (McCuen, 1998).

Existem tabelas do número CN da curva de runoff para bacias rurais e para bacias urbanas. Os valores CN obtidos poderão ou não serem corrigidos posteriormente caso a situação do solo seja seca ou ter havido muita chuva.

Vamos usar as Tabelas (12.3) e Tabela (12.4) traduzidas do inglês por (Tucci, 1993).

Tabela 12.3- Valores dos números CN da curva de runoff para bacias rurais

Uso do solo	Superfície do solo	Grupo do Solo			
		A	B	C	D
Solo lavrado	Com sulcos retilíneos	77	86	91	94
	Em fileiras retas	70	80	87	90
Plantações regulares	Em curvas de nível	67	77	83	87
	Terraceado em nível	64	76	84	88
	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 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
	Boas	39	61	74	80
Pastagens	Pobres, em curvas de nível	47	67	81	88
	Normais, em curvas de nível	25	59	75	83
	Boas, em curva de nível	6	35	70	79
Campos permanentes	Normais	30	58	71	78
	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	56	75	86	91
	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

Fonte: (Tucci et al, 1993)

Tabela 12.4- Valores de CN para bacias urbanas e suburbanas

Utilização ou cobertura do solo	Grupo de solos			
	A	B	C	D
Zonas cultivadas: sem conservação do solo	72	81	88	91
com conservação do solo	62	71	78	81
Pastagens ou terrenos em más condições	68	79	86	89
Baldios em boas condições	39	61	74	80
Prado em boas condições	30	58	71	78
Bosques ou zonas com cobertura ruim	45	66	77	83
Florestas: cobertura boa	25	55	70	77
Espaços abertos, relvados, parques, campos de golfe, cemitérios, boas condições				
Com relva em mais de 75% da área	39	61	74	80
Com relva de 50% a 75% da área	49	69	79	84
Zonas comerciais e de escritórios	89	92	94	95
Zonas industriais	81	88	91	93
Zonas residenciais				
Lotes de (m ²) % média impermeável				
<500 65	77	85	90	92
1000 38	61	75	83	87
1300 30	57	72	81	86
2000 25	54	70	80	85
4000 20	51	68	79	84
Parques de estacionamento, telhados, viadutos, etc.	98	98	98	98
Arruamentos e estradas				
Asfaltadas e com drenagem de águas pluviais	98	98	98	98
Paralelepípedos	76	85	89	91
Terra	72	82	87	89

Fonte: (Tucci et al, 1993)

Exemplo 12.1:

Achar o número CN para área urbana com cerca de 65% de impermeabilização sendo o restante da área permeável recoberta com grama, sendo o solo tipo C

Conforme Tabela (12.4) achamos CN=90

12.3 Condições antecedentes do solo

O SCS reconheceu a importância da condição antecedente do solo, pois, o mesmo poderá estar em condições normais ou muito seco ou muito úmido.

Em condições normais seria a condição II e condição úmida seria a III e a seca seria a I conforme Tabela (12.5).

Tabela 12.5- Condições do solo em relação a situação do mesmo

Condição do solo	Situação do solo
I	Solo seco.
II	Condições médias do solo. É a condição normal das tabelas do número CN.
III	Solo úmido. Ocorreram precipitações nos últimos cinco dias. O solo está saturado

Fonte: (McCuen, 1998)

A Tabela (12.6) apresenta os limites de 5 dias de chuva antecedente em relação ao período latente e ao período de crescimento da vegetação, para facilitar a classificação das condições do solo.

Tabela 12.6- Limites de 5 dias de chuva antecedente em relação a período latente e período de crescimento

Condição do solo	Chuva antecedente de 5 dias em milímetros	
	Período latente	Período de crescimento
I	< 12,7mm	<35,56mm
II	12,7mm a 27,94mm	35,56mm a 53,34mm
III	> 27,94mm	> 53,34mm

Fonte: (McCuen, 1998)

Como as tabelas para achar o número CN se referem as condições normais chamada Condição II, conforme o solo antecedente estiver seco ou úmido terá que ser feito as correções do número CN, conforme Tabela (12.7).

Tabela 12.7- Ajustamento do número CN da condição normal II para a condição para solo seco (I) e para solo úmido (II).

Condição normal II do número CN	Número CN correspondente para a devida Condição	
	Condição I	Condição III
100	100	100
95	87	99
90	78	98
85	70	97
80	63	94
75	57	91
70	51	87
65	45	83
60	40	79
55	35	75
50	31	70
45	27	65
40	23	60
35	19	55
30	15	50
25	12	45
20	9	39
15	7	33
10	4	26
5	2	17
0	0	0

Fonte: (McCuen, 1998)

12.4 Estimativa do número CN para área urbana

Para área urbana existe sempre uma parcela do solo que é impermeável. Na área impermeável o número CN do solo é CN=98. O coeficiente final CN_w composto é a soma composta do coeficiente da área permeável e da área impermeável com o peso correspondente da fração da área impermeável da seguinte forma, conforme (McCuen, 1998).

A equação abaixo é válida quando a porcentagem total da área impermeabilizada é maior que 30% (trinta por cento) da área total.

$$CN_w = CN_p \cdot (1-f) + f \cdot (98) \quad \text{(Equação 12.1)}$$

Sendo:

CN_w = número CN composto da área urbana em estudo;

CN_p = número CN da área permeável da bacia em estudo e

f= fração da área impermeável da bacia em estudo.

Exemplo 12.2

Para o dimensionamento do piscinão do Pacaembu, Canholi considerou a fração impermeabilizada de 0,55.

Como já foi mostrado anteriormente o tipo de solo da região é o tipo B conforme classificação do SCS. Considerando a Tabela (12.4) em espaços abertos com relva com impermeabilização de 50% a 75% o valor de CN=69.

Vamos achar o número CN_w composto.

Sendo:

CN_p =69

f= 0,55

$$CN_w = CN_p \cdot (1 - f) + f \cdot (98)$$

$$CN_w = 69 \cdot (1-0,55) + 0,55 \cdot (98) = 84,95=85$$

Portanto, o número CN que se poderia usar para o cálculo da chuva excedente na bacia do Pacaembu é CN_w=CN=85.

12.5 Área impermeável conectada e área impermeável não conectada

O TR-55 do SCS, 1986 salienta a importância das áreas impermeáveis conectadas ou não. Uma área impermeável é conectada quando o escoamento superficial, isto é, o runoff escoar da área impermeável diretamente para o sistema de drenagem.

No Exemplo (12.2) da bacia de retenção do Pacaembu, a fração impermeável total é de 0,55 e a fração impermeável diretamente conectada é 0,45. Isto significa que 45% da área impermeável escoar diretamente para o sistema de galerias de drenagem enquanto que os outros 55% da área impermeável se escoar sobre uma área permeável.

O escoamento superficial da área impermeável, isto é, o runoff que se escoar sobre a área permeável, é que se chama área impermeável não conectada que no caso do piscinão do Pacaembu é de 55% da área impermeável.

(McCuen, 1998) apresenta a correção do número CN quando a porcentagem da área impermeabilizada total é menor que 30%. Somente neste caso é corrigido o valor de CN conforme a seguinte fórmula:

$$CN_c = CN_p + I_f (98 - CN_p) (1 - 0,5 R) \quad \text{(Equação 12.2)}$$

Sendo:

CN_c = número CN ajustado, corrigido;

CN_p = número CN da área permeável;

I_f = fração da área impermeável total

R= fração da área impermeável que está não conectada, isto é, escoar sobre a área permeável.

Exemplo 12.3 de área não conectada:

Seja uma bacia em que são fornecidos os seguintes dados:

Fração impermeável da bacia = $I_f = 0,25$. Portanto, 25% da bacia é impermeável (<30%).

R= fração da área impermeável que não está conectada $R=0,50$, isto é, supomos que 50% da área impermeável escoar sobre área permeável.

$CN_p = 61$ (suposto)

Achar $CN_c = ?$

Aplicando a fórmula de McCuen temos:

$$CN_c = CN_p + I_f (98 - CN_p) (1 - 0,5 R)$$

$$CN_c = 61 + 0,25 (98 - 61) (1 - 0,5 \cdot 0,5) = 61 + 0,25 \cdot 37 \cdot 0,75 = 61 + 6,94 = 67,94 = 68$$

Verificamos pois, um aumento no número CN que era $CN=61$ e como 50% da área impermeabilizada escoar sobre a área permeável, o número CN passou para $CN=68$.

12.6 Estimativa do runoff ou escoamento superficial ou chuva excedente pelo método SCS

Conforme TR-55 do SCS de 1986 o método do número CN da curva de runoff é fornecido pela equação:

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S} \quad \text{(Equação 12.3)}$$

Sendo:

Q= runoff ou chuva excedente (mm);

P= precipitação (mm);

I_a = abstração inicial (mm) e

S= potencial máximo de retenção após começar o runoff (mm).

A abstração inicial I_a representa todas as perdas antes que comece o runoff. Inclui a água retida nas depressões da superfície e interceptada pela vegetação, bem como, a água evaporada e infiltrada.

Empiricamente foi determinado nos Estados Unidos pela SCS que I_a é aproximadamente igual a :

$$I_a = 0,2 S \quad \text{(Equação 12.4)}$$

Substituindo o valor de I_a obtemos:

$$Q = \frac{(P - 0,2S)^2}{(P - 0,2S) + S} \quad \text{válida quando } P > 0,2 S \quad \text{(Equação 12.5)}$$

$$\text{sendo } S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad \text{(Equação 12.6)}$$

A Equação (12.3) do valor de Q é válida quando a precipitação $P > 0,2S$.

Quando $P < 0,2 S$, o valor de $Q=0$.

12.7 Limitações da equação conforme SCS

- O número da curva CN descreve uma situação média e útil em determinados projetos;
- Usar o número da curva CN sempre com *precaução*, pois a equação não contém o parâmetro do tempo e não leva em consideração a duração da chuva ou a intensidade da mesma;
- Deve ser entendido que a aproximação da abstração inicial Ia consiste na interceptação inicial, infiltração, armazenamento na superfície, evapo-transpiração e outros fatores e que foi obtido em dados em bacias de áreas agrícolas. Esta aproximação pode ser especialmente importante em aplicações urbanas devido a combinação de área impermeáveis com áreas permeáveis que podem implicar numa significativa aumento ou diminuição de perda de água que pode não ser considerada;
- O número CN não é preciso quando o runoff é menor que 12,7mm;
- Quando o número CN composto achado for menor que 40 use outro procedimento para determinar o runoff.

12.8 Hietograma da chuva excedente

O hietograma da chuva excedente ou do escoamento superficial ou do runoff é a precipitação excedente na unidade do tempo. O prof. dr. Rubem La Laina Porto observa que para a aplicar a fórmula do SCS deve-se usar a *precipitação acumulada*.

Exemplo 12.4- achar a chuva excedente do piscinão do Pacaembu usando período de retorno de 25anos e Equação da chuva de Martinez e Magni, 1999, chuva de 2h com CN=87.

Coluna 1:

Na coluna 1 da Tabela (12.8) temos o tempo em horas em 48 intervalos de 2,5minutos. A duração da chuva é de 2h.

Coluna 2:

Temos o tempo em minutos.

Coluna 3:

Temos o tempo em horas.

Coluna 4:

Na coluna 4 temos os valores em números adimensionais de Huff para o 1º quartil com 50% de probabilidade. A soma de toda a coluna 4 deverá ser sempre igual a 1 (um). Supomos que este hietograma é aquele de fevereiro de 1983.

Coluna 5:

Consideramos que para período de retorno de 25anos, foi adotado a precipitação total de 85,1mm para chuva de 2h segundo a Equação de Martinez e Magni,1999.

Os valores da coluna 5 são obtidos multiplicando a coluna 4 pelo valor da precipitação total de 85,1mm. O valor total da coluna 5 deverá ser de 85,1mm totalizando as 48 faixas de 2,5min.

Coluna 6:

Na coluna 6 temos as precipitações da coluna 5 acumuladas até atingir o valor global de 85,1mm. A chuva acumulada é necessária para o uso da equação do SCN conforme veremos.

Coluna 7:

Para a coluna 7 recordemos que a chuva excedente Q é:

$$Q = \frac{(P - 0,2S)^2}{(P + 0,8S)} \quad \text{válida quando } P > 0,2 S$$

$$\text{sendo } S = \frac{25400}{CN} - 254$$

A Equação (12.8) do valor de Q é válida quando a precipitação $P > 0,2S$.

Quando $P < 0,2 S$ o valor de $Q=0$.

Como $CN=87$ o valor de

$$S = 25400/87 - 254 = 37,95$$

$$0,2 \cdot S = 0,2 \cdot 37,95 = 7,59\text{mm}$$

$$Q = \frac{(P - 0,2S)^2}{(P + 0,8S)} = \frac{(P - 0,2 \cdot 37,95)^2}{(P + 0,8 \cdot 37,95)} = \frac{(P - 7,59)^2}{(P + 30,36)}$$

Obteremos também o Q acumulado.

Mas a equação achada só vale quando $P > 0,2 S$ ou seja $P > 7,59\text{mm}$

Portanto, para a primeira linha o valor de P acumulado é 2,6mm e portanto $Q=0$.

Para a segunda linha o P acumulado é 5,1mm que é menor que 7,59mm e portanto

$Q=0$.

Na terceira linha P acumulado é 7,7376mm que é menor que 8,964mm e portanto

$Q=0$.

Na quarta linha o valor de $P=11,2$ é maior que 7,59mm e portanto aplica-se a fórmula do SCS.

$$Q = \frac{(P - 8,964)^2}{(P + 35,856)} = \frac{(11,2 - 7,59)^2}{(11,2 + 30,36)} = 0,3\text{mm}$$

e assim por diante achamos todos os valores da coluna 7.

Uma maneira prática de se obter a coluna 7 é usando a planilha Excel usando a função SE da seguinte maneira:

$$= \text{SE}(\text{Coluna 6} > 7,59; [(\text{coluna 6} - 7,59)^2 / (\text{coluna 6} + 30,36)] ; 0)$$

O total da chuva excedente é de 51,9mm. Esta parte da chuva é que irá produzir o escoamento superficial, isto é, o runoff.

Coluna 8:

Os valores são da chuva excedente acumulada em milímetros e para achar por faixa é só fazer a diferença entre a linha com a linha anterior da coluna 7 obtendo assim a coluna 8.

Coluna 9:

Caso se queira saber como está a infiltração da mesma basta achar a diferença entre a chuva da coluna 5 com a chuva excedente por faixa da coluna 8. A infiltração total é de 33,2mm e não contribuirá para o escoamento superficial.

A somatória da infiltração de 33,2mm com o runoff de 51,09mm fornecerá a precipitação total de 85,1mm. Frizamos que desprezamos a evaporação.

Tabela 12.8- Exemplo do piscinão do Pacaembu de como achar a chuva excedente ou runoff usando o método do número CN do SCS, CN=87, fórmula de Martinez e Magni, 1999 para Tr=25anos com precipitação total de 85,1mm

Coluna 1	Coluna 2	Coluna 3	Coluna 4	Coluna 5	Coluna 6	Coluna 7	Coluna 8	Coluna 9
			HUFF 1. Q	Precip. Total	Prec. Acum.	Chuva exc. acum.	Chuva exc. por faixa	Infiltração
Ordem	Tempo	Tempo	50% P	P	P acum.	Q acum.	Q	f
	min	h	(%)	mm	mm	mm	mm	mm
1	2,5	0,04	0,030	2,6	2,6	0,0	0,0	2,6
2	5,0	0,08	0,030	2,6	5,1	0,0	0,0	2,6
3	7,5	0,13	0,036	3,1	8,2	0,0	0,0	3,1
4	10,0	0,17	0,036	3,1	11,2	0,3	0,3	2,8
5	12,5	0,21	0,061	5,2	16,4	1,7	1,3	3,8
6	15,0	0,25	0,061	5,2	21,6	3,8	2,1	3,1
7	17,5	0,29	0,076	6,5	28,1	7,2	3,4	3,1
8	20,0	0,33	0,076	6,5	34,6	11,2	4,0	2,5
9	22,5	0,38	0,052	4,4	39,0	14,2	3,0	1,4
10	25,0	0,42	0,052	4,4	43,4	17,4	3,2	1,2
11	27,5	0,46	0,052	4,4	47,8	20,7	3,3	1,1
12	30,0	0,50	0,052	4,4	52,3	24,1	3,4	1,0
13	32,5	0,54	0,033	2,8	55,1	26,4	2,2	0,6
14	35,0	0,58	0,032	2,7	57,8	28,6	2,2	0,5
15	37,5	0,63	0,026	2,2	60,0	30,4	1,8	0,4
16	40,0	0,67	0,025	2,1	62,1	32,2	1,8	0,4
17	42,5	0,71	0,022	1,9	64,0	33,7	1,6	0,3
18	45,0	0,75	0,021	1,8	65,8	35,2	1,5	0,3
19	47,5	0,79	0,014	1,2	67,0	36,2	1,0	0,2
20	50,0	0,83	0,014	1,2	68,2	37,2	1,0	0,2
21	52,5	0,88	0,014	1,2	69,4	38,3	1,0	0,2
22	55,0	0,92	0,014	1,2	70,5	39,3	1,0	0,2
23	57,5	0,96	0,013	1,1	71,7	40,2	1,0	0,2
24	60,0	1,00	0,012	1,0	72,7	41,1	0,9	0,1
25	62,5	1,04	0,012	1,0	73,7	42,0	0,9	0,1
26	65,0	1,08	0,012	1,0	74,7	42,9	0,9	0,1
27	67,5	1,13	0,011	0,9	75,7	43,7	0,8	0,1
28	70,0	1,17	0,011	0,9	76,6	44,5	0,8	0,1
29	72,5	1,21	0,008	0,7	77,3	45,1	0,6	0,1
30	75,0	1,25	0,008	0,7	78,0	45,7	0,6	0,1
31	77,5	1,29	0,006	0,5	78,5	46,2	0,4	0,1
32	80,0	1,33	0,006	0,5	79,0	46,6	0,4	0,1
33	82,5	1,38	0,006	0,5	79,5	47,1	0,4	0,1
34	85,0	1,42	0,006	0,5	80,0	47,5	0,4	0,1
35	87,5	1,46	0,006	0,5	80,5	48,0	0,5	0,1
36	90,0	1,50	0,006	0,5	81,0	48,4	0,5	0,1

37	92,5	1,54	0,006	0,5	81,5	48,9	0,5	0,1
38	95,0	1,58	0,006	0,5	82,0	49,3	0,5	0,1
39	97,5	1,63	0,006	0,5	82,5	49,8	0,5	0,1
40	100,0	1,67	0,006	0,5	83,1	50,2	0,5	0,1
41	102,5	1,71	0,004	0,3	83,4	50,5	0,3	0,0
42	105,0	1,75	0,004	0,3	83,7	50,8	0,3	0,0
43	107,5	1,79	0,004	0,3	84,1	51,1	0,3	0,0
44	110,0	1,83	0,004	0,3	84,4	51,4	0,3	0,0
45	112,5	1,88	0,002	0,2	84,6	51,6	0,2	0,0
46	115,0	1,92	0,002	0,2	84,8	51,7	0,2	0,0
47	117,5	1,96	0,002	0,2	84,9	51,9	0,2	0,0
48	120,0	2,00	0,002	0,2	85,1	52,0	0,0	0,2
			1,000	85,1			51,9	33,2
							Chuva exc.	Infiltração

12.9 Estimativa de área impermeável de macro-bacias urbanas

Em dezembro de 1994 Néstor A Campana e Carlos E. M. Tucci apresentaram na Revista Brasileira de Engenharia (RBE) vol.2, nº2, estudo sobre “Estimativa de área impermeável de macro-bacias urbanas”.

Foram usadas para o algoritmo áreas impermeáveis de São Paulo, Porto Alegre e Curitiba. Foram usadas imagens do satélite *Landsat-TM* bandas 3, 4 e 5 e usado a abordagem *fuzzy* para calcular a área impermeável.

Os estudos concluíram que para bacias abaixo de 2 km² o erros estão na faixa de 25% e para bacias maiores o erro tende a ficar na faixa de 15% e convergindo para erro de 10% em bacias acima de 4km².

A tendência da impermeabilização mostrou que ela converge no intervalo de 60% a 70% com média aproximada de 65%. A variação dos erros em função da impermeabilização é uniforme até cerca de 70%. Acima de 70% os resultados podem ser tendenciosos.

Deverá se ter cuidado em aplicação das fórmulas para áreas pequenas com excessiva concentração de indústrias ou comércios, que possa distorcer a densidade média.

A aplicação da fórmula é para regiões com edifícios de apartamentos, industriais ou residências térreas.

Campana e Tucci apresentaram um gráfico da impermeabilização em porcentagem com a densidade populacional em hab/ha.

O gráfico pode ser colocado sob a forma de duas equações de retas para dois intervalos da seguinte maneira:

$$A_{imp} = -3,86 + 0,55 d \quad \text{(Equação 12.7)} \quad (7,02 \leq d \leq 115 \text{ hab/ha})$$

$$A_{imp} = 53,2 + 0,054 d \quad \text{(Equação 12.8)} \quad (\text{para } d > 115 \text{ hab/ha})$$

Sendo:

A_{imp} = % da área impermeável e

d= densidade populacional (hab/ha)

Exemplo 12.5- Caso real: bacia do rio Aricanduva na RMSP

Na região metropolitana de São Paulo (RMSP) o Departamento de Águas e Energia Elétrica (DAEE) realizou em 1999 estudos sobre a bacia do Alto Tietê. Em particular estamos se referindo a bacia do rio Aricanduva com área de 100 km².

Foram examinadas a densidade demográfica em hab/ha usando dados da Sempla da Prefeitura Municipal de São Paulo datado de 1996.

Conforme publicação do DAEE, de acordo com os últimos censos realizados pelo IBGE (1991 e 1996) para os distritos da bacia do rio Aricanduva, com uma área de 100km², tem-se dados de densidade populacionais projetados para o ano 2000 que variam de 71,2hab/ha a 94,2hab/ha na região das cabeceira da bacia onde estão concentradas as maiores reservas de áreas verdes, como nos distritos parque do Carmo e São Mateus, até valores entre 137hab/ha e 163hab/ha em áreas mais densamente urbanizadas, como os distritos de vila Formosa e vila Prudente.

Para toda a bacia, a média desses valores é de 114,4hab/ha. Entre 1991 e 1996, a população total cresceu cerca de 0,8%, resultando uma média de crescimento anual de 0,16%.

No mesmo período entre 1991 e 1996 em média para toda a RMSP, o crescimento anual da população foi de 1,46%.

Admitindo-se que a população de toda a bacia do Aricanduva até o horizonte de projeto do ano de 2020, aumentasse em média de 1,46% ao ano, ter-se-ia um valor médio de densidade populacional projetado em torno de 153hab/ha.

$$114,4 \text{ hab/ha} \times (1 + 0,0146)^{20} = 152,87 = 153 \text{ hab/ha}$$

A exemplo do verificado em estudos mais recentes, para outros municípios como os integrantes da bacia do Aricanduva, os municípios que atualmente já atingiram valores desta ordem de grandeza.

Provavelmente já se encontram em estado de estagnação ocupacional, como é o caso específico do distrito da vila Prudente. Entende-se que o valor de 153 hab/ha seria um limite máximo de ocupação a ser alcançado também nos demais distritos integrantes da mesma bacia, onde se considera que ainda haveria espaço para essa expansão populacional.

Para se achar a área impermeabilizada podemos usar as Equações (12.7) e (12.8) de (Campana e Tucci, 1994) já citadas para densidade populacional maior que 115hab/ha.

$$A_{\text{imp}} = 53,2 + 0,054 d \quad (\text{para } d > 115 \text{ hab/ha})$$

Sendo:

A_{imp} = % da área impermeável e

d= densidade populacional (hab/ha)

d= 153hab/ha

$$A_{\text{imp}} = 53,2 + 0,054 d = 53,2 + 0,054 \times 153 = 53,2 + 8,26 = 61,5 \%$$

Portanto a área impermeável para o ano 2020 foi estimada em 61,5%.

Quanto ao número da curva CN a ser aplicado a área permeável da bacia do Aricanduva, foi considerado o plano diretor de macrodrenagem da bacia do Alto Tietê-análise geológica e caracterização dos solos da bacia do Alto Tietê para avaliação do coeficiente de escoamento superficial de dezembro de 1998. Consultando o referido estudo foi achado CN= 66.

O valor de CN para o ano 2020 será calculado usando a Equação (12.1) de (McCuen,1998).

$$CN_w = CN_p \cdot (1-f) + f \cdot (98)$$

CN_p = 66 (coeficiente de escoamento superficial da parte permeável)

f= fração da área impermeável =0,615 (61,5%)

$$CN_w = CN_p \cdot (1 - f) + f \cdot (98) = 66 \cdot (1-0,615) + 0,615 \cdot 98 = 85,68 = 86$$

Portanto, para o ano 2020 para a bacia do rio Aricanduva o coeficiente de escoamento superficial CN será igual a 86.

Exemplo 12.6- Caso real: bacia do córrego dos Meninos na RMSP

A bacia do córrego dos Meninos tem 98,65 km² de área. A chuva adotada foi de 2 horas muito usada para bacias em torno de 100 km² na RMSP, pois são estas chuvas as que causam mais danos (Relatório do DAEE, 1999).

O procedimento para a previsão da densidade populacional corresponde ao mesmo raciocínio do rio Aricanduva. Toma-se a média da densidade populacional da região no período de 1991 a 1996 que foi de 103,4 hab/ha.

Fazendo-se uma projeção de 1,47% ao ano que foi o crescimento entre 1991 e 1996 em 24 anos teremos:

$$103,4 \text{ hab/ha} \times (1 + 0,0147)^{24} = 146,77 = 147 \text{ hab/ha}$$

Como limite para a região foi fixado o valor de 150 hab/ha sendo este adotado como a densidade populacional Equação de Campana e Tucci, 1994 temos:

$$A_{\text{imp}} = 53,2 + 0,054 d \quad (\text{para } d > 115 \text{ hab/ha})$$

$$A_{\text{imp}} = 53,2 + 0,054 \cdot 150 = 53,2 + 8,1 = 61,3\%$$

Portanto a densidade populacional para o ano 2020 será de 61,3%.

O valor de CN=66 conforme estudos do Plano Diretor de Macrodrenagem do Alto Tietê, 1998.

O valor de CN para o ano 2020 será calculado usando a Equação (12.1) de (McCuen, 1998).

$$CN_w = CN_p \cdot (1-f) + f \cdot (98)$$

$CN_p = 66$ (coeficiente de escoamento superficial da parte permeável)

$f =$ fração da área impermeável $= 0,613$ (61,3%)

$$CN_w = CN_p \cdot (1-f) + f \cdot (98) = 66 \cdot (1-0,613) + 0,613 \cdot 98 = 85,62 = 86$$

Exemplo 12.7- Caso real: bacia do Alto Tietê na RMSP

A área da bacia é de 3.230 km².

A chuva usada foi aquela do evento de 02/2//1983, que é semelhante a distribuição de Huff proposta em 1978, 1º quartil com 50% de probabilidade com intervalo de 0,5h. Foi usado o software CABEC- análise de bacias complexas desenvolvido pela Fundação Centro Tecnológico de Hidráulico de São Paulo- FCTH.

Baseado nos estudos da firma Promon 86, Hidroplan 95, IAG k=1,00 e IAG k=0,789 foi adotado os seguintes períodos de retornos e as respectivas precipitações totais em mm conforme Tabela (12.9).

O valor de k=0,789 se refere a distribuição espacial da chuva conforme equação de Paulhus e k=1 quando se considera que a distribuição pontual é a mesma. A fórmula adotada foi a de Felix Mero para duração de 1h a 24h.

Tabela 12.9- Chuva de 24 horas adotada para diversos períodos de retornos

Período de retorno (anos)	Chuva de 24 horas adotada (mm)
100	122
50	111
25	99
10	84
5	76
2	60

Fonte: (DAEE, 1999)

Os coeficientes permeáveis do valor de CN são:

CN= 56 desde as cabeceiras do rio Tietê até a barragem da Penha

CN=63 entre a barragem da Penha e a foz do rio Pinheiros

CN=68 entre a foz do rio Pinheiros até a barragem Edgard de Souza

A bacia do Alto Tietê foi dividida em 99 sub-bacias, sempre usando os coeficientes CN citados datados de 1983.

Foi considerada a densidade de cada sub-bacia referente ao ano de 1998 e feitas as previsões para o ano 2020 usando o mesmo critério já citado (Campana e Tucci,1994).

12.10 Aplicações e validade do método no número CN da curva de runoff (SCS)

David H. Pilgrim e Ian Cordery no capítulo 9 do livro *Handbook of Hydrology* de *David R. Maidment* de 1993 faz algumas observações sobre o método SCS muito usado nos Estados Unidos.

Foram feitas 1600 pesquisas nos estados de Nevada, Texas e Novo México e com 67% de probabilidade acharam variações do pico de vazão de mais ou menos 50%.

Tudo devido a dois fatores principais, a escolha do tempo de concentração e a escolha do coeficiente de escoamento superficial CN. As grandes falhas achadas foi em relação as condições antecedentes do solo e os resultados foram melhores para solos secos e com vegetação esparsa do que para solos com vegetação densa. O interessante é que vários outros autores acharam os mesmos problemas devido a vegetação densa ou esparsa.

Na Austrália foi desenvolvido um método probabilístico para determinar o coeficiente CN baseado em 139 bacias no leste daquele país.

O dr. Rubem La Laina Porto em 1995 no livro *Drenagem Urbana*, demonstra na análise de sensibilidade os resultados que se podem obter quando se varia o coeficiente CN por exemplo de 90 para 85 e se varia o tempo de concentração de 0,8h para 1h. Os resultados foram de 71m³/s para 44m³/s ou seja de 79% de diferença para variação do tempo de concentração e do CN consideradas normais.

Uma das conclusões que podemos tomar é não considerar o método SCS como um método determinístico, isto é, que conduz a um único resultado. Temos que usar modelo probabilístico para analisar os **riscos e as incertezas** como faz desde 1995 o *USACE (United States Army Corpy of Engineer)*.

12.11 Comparação dos métodos de infiltração

Conforme Chin 2000 p. 3455, o Manual de Prática de Projetos de Construções de Sistemas Urbanos de Águas Pluviais elaborado em 1992 da *American Society of Civil Engineers (ASCE)* recomenda três métodos: Horton, Número da Curva e Green-Ampt.

Foram feitas várias comparações e chegou-se a conclusão que o método mais preciso é o Green-Ampt, porém o mais usado é o Número da Curva CN, pois o mesmo é recomendado pelo Departamento da Agricultura dos Estados Unidos e tem servido de base legal para o julgamento dos juizes em processos judiciais.

Capítulo 22

Chuvas intensas

**Quando ficar confuso em problema matemático, não continue. Comece tudo novamente.
Prof. Cid Gueli, cursinho Anglo-Latino, São Paulo, 1961**

SUMÁRIO

Ordem	Assunto
22.1	Introdução
22.1.1	Pluviógrafos
22.2	Valores médios das precipitações intensas de Guarulhos baseados nas relações entre as chuvas
22.3	Postos pluviométricos de Guarulhos
22.4	Método das relações de durações usando a distribuição de Gumbel
22.5	Relações das durações
22.6	Equação das chuvas intensas de Guarulhos usando o posto pluviométrico de Bonsucesso
22.7	Intensidade média de chuva na cidade de São Paulo no ponto
22.7.1	Conclusão a respeito das equações da chuva da cidade de São Paulo
22.8	Aplicação da equação das chuvas intensas na região
22.9	Hietograma
22.10	Hietograma baseado na chuva de duração de 2 horas de fevereiro de 1983
22.11	Distribuição das chuvas nos Estados Unidos: Tipo I, Tipo IA, Tipo II e Tipo III
22.12	Chuvas intensas (estimativa usando o programa PLUVIO 2.1)
22.13	Huff
22.14	Bibliografia e livros consultados

48 páginas

Capítulo 22- Chuvas intensas

22.1 Introdução

Para o dimensionamento de galerias de águas pluviais, travessias de estradas de rodagens (bueiros), canais abertos ou fechados, são necessários modelos matemáticos usados em hidrologia. Não havendo um modelo matemático na cidade, adota-se o mais próximo. Sendo possível, faz-se uma equação das chuvas intensas para ser usada nos dimensionamentos hidrológicos. Para Guarulhos usamos o método da relação para elaborar tabela de chuvas médias baseado na distribuição de Gumbel. Elaboramos ainda para Guarulhos uma equação baseada em estudos da região metropolitana de São Paulo.

Na seção 22.6 deste capítulo estão todas as fórmulas usadas na cidade de São Paulo, incluindo a última de 1999 de Martinez e Magni.

O *pluviômetro* mede a altura de água líquida precipitada sobre uma superfície horizontal durante um período de 24 horas. Consiste de duas peças cilíndricas que se encaixam. A peça superior define a área de captação de água na parte superior e possui um funil na parte inferior. A peça inferior contém uma proveta graduada para receber e medir o volume de água coletada, sendo esta graduada em mm de precipitação (Righeto,1998). A medição é feita diariamente, por exemplo, as 7 horas da manhã e o dado que teremos é a denominada chuva de 1 dia. O pluviômetro fica localizado a 1,5 m do chão. Não confundir chuva de 1 dia com chuva de 24 horas.

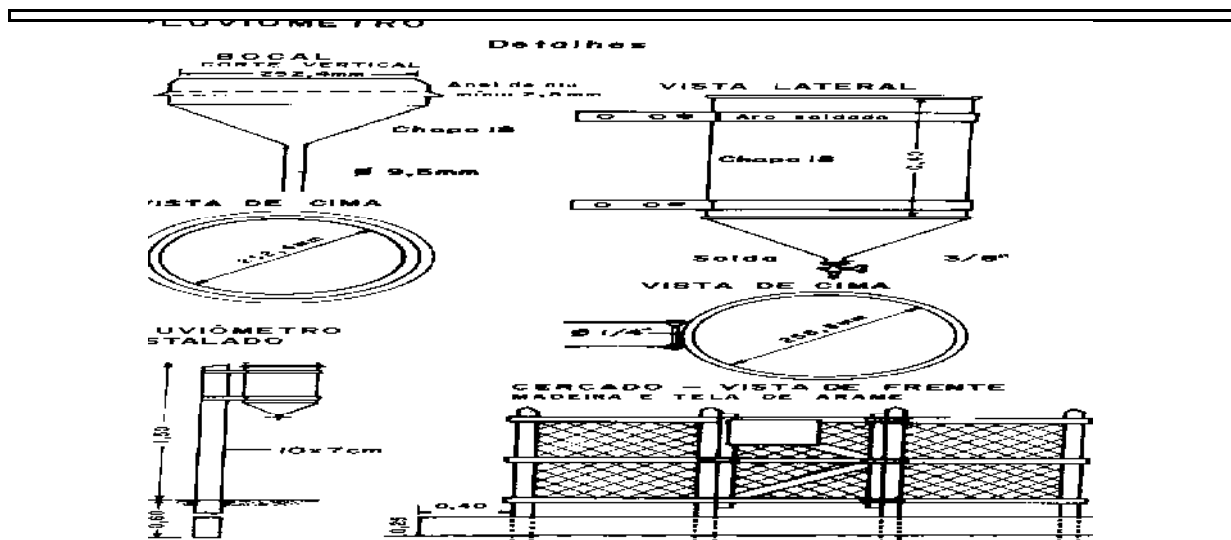


Figura 22.1- Pluviômetro tipo paulista
Fonte: Departamento de Hidráulica da EPUSP

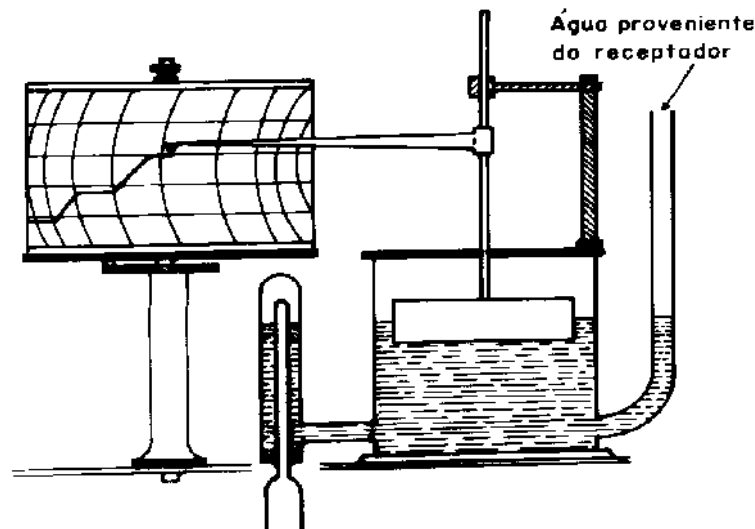


Figura 22.2- Pluviógrafo de Flutuador

Fonte: Departamento de Hidráulica da EPUSP

O Departamento de Hidráulica da Escola Politécnica apresenta as seguintes considerações sobre pluviômetro e pluviógrafo.

O *pluviômetro* (Figura 22.1) consiste em um cilindro receptor de água com medidas padronizadas, e um receptor adaptado ao topo. A base do receptor é formada por um funil com uma tela obturando sua abertura menor. A finalidade do receptor é evitar a evaporação, através da diminuição da superfície de exposição da água coletada. O objetivo da colocação da tela é evitar a queda de folhas ou outros objetos dentro do medidor provocando erros na leitura da altura de precipitação.

22.1.1 Pluviógrafos

Apesar de haver um grande número de tipos de pluviógrafos, somente três têm sido mais largamente empregados:

Pluviógrafo de caçambas basculantes: Esse aparelho consiste em uma caçamba dividida em dois compartimentos, arranjados de tal maneira que, quando um deles se enche, a caçamba bascula, esvazia-o e coloca o outro em posição. Quando este último é esvaziado, por sua vez, a caçamba bascula em sentido contrário, voltando à posição primitiva, e assim por diante. A caçamba é conectada eletricamente a um registrador, de modo que, quando cai 0,25 mm de chuva na boca do receptor, um dos compartimentos da caçamba se enche, e cada oscilação corresponde ao registro de 0,25 mm de chuva.

Pluviógrafo de peso: neste instrumento o receptor repousa sobre uma escala de pesagem que aciona a pena e esta traça um gráfico de precipitação sob a forma de um diagrama de massas (altura de precipitação acumulada x tempo). Acredita-se que este método de medir tanto a intensidade quanto a precipitação total de resultados são mais exatos do que os obtidos com os pluviógrafos de caçambas basculantes.

Pluviógrafo de flutuador: este aparelho é muito semelhante ao pluviógrafo de peso. Nele a pena é acionada por um flutuador situado na superfície da água contida no receptor. O registro deste pluviógrafo também se apresenta sob a forma de um diagrama de massas. (Wisler, 1964)

Os pluviógrafos (Figura 22.2), cujos registros permitem o estudo da relação intensidade-duração-freqüência são importantes para os projetos de galerias pluviais e de enchentes em pequenas bacias hidrográficas. Esses pluviógrafos possuem uma superfície receptora de 200 cm². O modelo mais usado no Brasil é o de sifão. Existe um sifão conectado ao recipiente que verte toda a água armazenada quando o volume retido equivale à 10cm de chuva.

O *pluviógrafo* determina a variação temporal da água precipitada, a intensidade de chuva, registrada ao longo do dia, semana ou mês. A precipitação é coletada por um cilindro padrão e um sensor que transforma a altura precipitada em sinal mecânico ou eletrônico. Os pluviógrafos mecânicos convencionais têm precisão de 0,1mm, enquanto que os digitais podem ter precisão da ordem de milésimos de mm (Righetto, 1997).

A *altura pluviométrica* (P ou H) é a espessura média da lâmina de água precipitada que recobre a região atingida pela precipitação, admitindo-se que essa água não se infiltre, não se evapore, nem se escoie para fora dos limites da região. A unidade de medição habitual é o milímetro de chuva, definido como a quantidade de precipitação correspondente ao volume de 1 litro/m² de superfície (Tucci et al, 1993).

Duração (t ou D) da chuva é o período de tempo durante o qual a chuva cai. As unidades normalmente utilizadas são o minuto ou a hora (Tucci et al, 1993).

Intensidade (I ou i) é a precipitação por unidade de tempo, obtida como a relação $I = P / t$, expressa-se normalmente em mm/minuto ou mm/hora. A intensidade de uma precipitação apresenta variabilidade temporal, mas para análise dos processos hidrológicos, geralmente são definidos intervalos de tempo nos quais é considerada constante (Tucci et al, 1993).

Na análise de alturas pluviométricas ou intensidades máximas, o *período de retorno* “T” é interpretado como o número médio de anos durante o qual se espera que a precipitação analisada seja igualada ou superada.

22.2 Valores médios das precipitações intensas de Guarulhos baseados nas relações entre as chuvas

Aplicando os conceitos de hidrologia, vamos elaborar tabelas dos valores *médios das precipitações intensas de Guarulhos* considerando o Posto pluviométrico do Bonsucesso localizado na bacia do rio Baquirivu Guaçu, com informações pluviométricas desde o ano de 1940 até 1997 (58 anos).

22.3 Postos pluviométricos em Guarulhos

Constam no banco de dados pluviográficos do Estado de São Paulo, feito pelo Departamento de Águas e Energia Elétrica (DAEE) em CD-ROM, quatro postos pluviométricos localizados dentro do município de Guarulhos.

Os quatro postos são os seguintes:

E3-002 posto Bonsucesso
bacia do rio Baquirivu Guaçu
altitude 700 metros

latitude 23 ° 25'
longitude 46 ° 24'
dados de 1940 até 1997.
Em funcionamento

E3-001 posto Guarulhos-Prefeitura
bacia do Tietê (Superior)
altitude 730 metros
latitude 23° 26'
longitude 46° 32'
dados de 1936 a 1969
Desativado

E3-152 posto Cumbica (FAB)
bacia Baquirivu Guaçu
altitude 780 metros
latitude 23° 26'
longitude 46° 28'
dados de 1951 a 1971
Desativado

E3-083 posto Cabuçu
bacia Tietê (Superior)
altitude 760 metros
latitude 23° 23'
longitude 46° 32'
dados de 1940 a 1975
Desativado

Em Guarulhos existe ainda a Estação Agroclimatológica da Universidade de Guarulhos (UNG) n.º 83.075 funcionando desde 1988 sob a chefia da professora dra. Maria Judite Garcia, chefe do Departamento de Geociências.

Tabela 22.1- Precipitações máximas diárias anuais do Posto Bonsucesso em Guarulhos

Posto pluviométrico de Bonsucesso Guarulhos			
Ano	Precipitação máxima diária anual (mm)	Ano	Precipitação máxima diária anual (mm)
1940	47	1981	59,2
1941	70,3	1982	112,5
1942	85,2	1983	85,6
1943	64	1984	56,5
1944	87,4	1985	44,4
1945	88,3	1986	93,2
1946	76,2	1987	107
1947	96	1988	88,2
1948	60,41	1989	76,5
1949	135,6	1990	85,1
1950	80,6	1991	76,3
1951	118,4	1992	146,2
1952	54,6	1993	39,9
1953	70,8	1994	51,5
1954	57,1	1995	67,2
1955	45,5	1996	71,9
1956	74,6	1997	57,9
1957	67,9	média	75,08 mm
1958	57,2	desvio padrão	23,29 mm
1959	59,5		
1960	83,9		
1961	59,2		
1962	97,6		
1963	59,8		
1964	52,5		
1965	66,5		
1966	60,6		
1967	68,5		
1968	90		
1969	43		
1970	57,6		
1971	68,9		
1972	43,4		
1973	68,4		
1974	53,7		
1975	87,1		
1976	69,5		
1977	118		
1978	117,9		
1979	80,2		
1980	92,8		

Com os dados obtidos os mesmos foram colocados em ordem decrescente da precipitação máxima diária anual, calculando-se a probabilidade individual e acumulada conforme a Tabela (22.2).

Tabela 22.2-Cálculo do período de retorno do posto Bonsucesso Guarulhos

Posto pluviométrico de Bonsucesso em Guarulhos			
Ordem "m"	Precipitação máxima diária anual em ordem decrecente (mm)	Probabilidade acumulada $p = m/(n+1)$ $n=58$	Período de retorno $T=1/p$ (anos)
1	146,2	0,017	59,000
2	135,6	0,034	29,500
3	118,4	0,051	19,667
4	118	0,068	14,750
5	117,9	0,085	11,800
6	112,5	0,102	9,833
7	107	0,119	8,429
8	97,6	0,136	7,375
9	96	0,153	6,556
10	93,2	0,169	5,900
11	92,8	0,186	5,364
12	90	0,203	4,917
13	88,3	0,220	4,538
14	88,2	0,237	4,214
15	87,4	0,254	3,933
16	87,1	0,271	3,688
17	85,6	0,288	3,471
18	85,2	0,305	3,278
19	85,1	0,322	3,105
20	83,9	0,339	2,950
21	80,6	0,356	2,810
22	80,2	0,373	2,682
23	76,5	0,390	2,565
24	76,3	0,407	2,458
25	76,2	0,424	2,360
26	74,6	0,441	2,269
27	71,9	0,458	2,185
28	70,8	0,475	2,107
29	70,3	0,492	2,034
30	69,5	0,508	1,967
31	68,9	0,525	1,903
32	68,5	0,542	1,844

**Tabela 22.2 (continuação)-Cálculo do período de retorno do posto Bonsucesso
 Guarulhos**

Posto Pluviométrico de Bonsucesso em Guarulhos			
Ordem "m"	Precipitação máxima diária anual em ordem decrecente (mm)	Probabilidade acumulada $p = m/(n+1)$ $n=58$	Período de retorno $T=1/p$ anos
33	68,4	0,559	1,788
34	67,9	0,576	1,735
35	67,2	0,593	1,686
36	66,5	0,610	1,639
37	64	0,627	1,595
38	60,6	0,644	1,553
39	60,41	0,661	1,513
40	59,8	0,678	1,475
41	59,5	0,695	1,439
42	59,2	0,712	1,405
43	59,2	0,729	1,372
44	57,9	0,746	1,341
45	57,6	0,763	1,311
46	57,2	0,780	1,283
47	57,1	0,797	1,255
48	56,5	0,814	1,229
49	54,6	0,831	1,204
50	53,7	0,847	1,180
51	52,5	0,864	1,157
52	51,5	0,881	1,135
53	47	0,898	1,113
54	45,5	0,915	1,093
55	44,4	0,932	1,073
56	43,4	0,949	1,054
57	43	0,966	1,035
58	39,9	0,983	1,017

22.4 Método das relações de durações usando a distribuição de Gumbel

Para analisar as maiores precipitações para fins de projeto hidráulicos, é usado a distribuição de Gumbel, conforme Righeto, 1998 página 190.

$$\beta = 6^{0,5} \cdot S / \pi$$

$$\alpha = (\mu - 0,577 \cdot \beta)$$

sendo S = desvio padrão = 23,29mm e μ = média = 75,08mm achamos os parâmetros α e β .

$$\beta = 18$$

$$\alpha=64,69$$

Na distribuição de Gumbel, conforme Righeto, 1998 página 219 temos:

$$\frac{P(1 \text{ dia}; T) - \alpha}{\beta} = -\ln(-\ln(1/F(P(\text{dia}; T))))$$

sendo:

$$F(P(\text{dia}; T)) = 1 - (1/T)$$

T= período de retorno e

ln= logaritmo neperiano.

Como exemplo, para período de retorno T= 25 anos

$$F(P(1 \text{ dia}; 25)) = 1 - (1/25) = 1 - 0,04 = 0,96$$

$$\frac{P(1 \text{ dia}; 25) - \alpha}{\beta} = -\ln(-\ln(1/0,96)) = 3,1985$$

$$\frac{P(1 \text{ dia}; 25) - 64,69}{18} = 3,1985$$

$$P(1 \text{ dia}; 25) - 64,69 = 3,1985 \cdot 18 = 57,57$$

$$P(1 \text{ dia}; 25) - 64,69 = 57,57 + 64,69 = 122,26 \text{ mm}$$

Para isto façamos a Tabela 22.3 onde acharemos os valores de P (dia; T) para um período de retorno de 2, 5, 10, 15, 20, 25, 50 e 100 anos.

Tabela 22.3-Cálculo das precipitações máximas de 1 dia em milímetros, para vários períodos de retorno usando a distribuição de Gumbel

Variáveis	Valores obtidos usando a distribuição de Gumbel							
β	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00
α	64,7	64,7	64,7	64,7	64,7	64,7	64,7	64,7
Período de retorno T	2	5	10	15	20	25	50	100
F(1dia;T)	0,50	0,80	0,90	0,93	0,95	0,96	0,98	0,99
P(1dia;T) (mm)	71,30	91,70	105,21	112,83	118,16	122,26	134,93	147,50

Os postos pluviométricos de Guarulhos fornecem somente a leitura diária, isto é, a medida no intervalo de 24 horas.

Daí o termo *chuva diária* ou seja a *chuva de 1(um) dia*, não importando a duração real da chuva. Por isto que se chama chuva de 1 (um) dia, pois o termo *24 horas* significa uma chuva cuja duração é de 24 horas.

Para se obter a chuva de 24 horas é necessário multiplicar a chuva de 1 (um) dia por 1,14 ou por 1,10 segundo Taborda (1974) ou 1,13 segundo USWB ou 0,961 segundo Magni (1984).

Existem relações de qualquer chuva com a chuva de 1 (um) dia, e este será o enfoque deste trabalho.

22.5 Relações das Durações

Tabela 22.4-Comparação entre as relações de alturas pluviométricas da cidade de São Paulo e dados médios existentes.

t2 (min)	t1 (min)	Média				Cidade São Paulo
		Nelson Luiz Goi Magni (1984)	(DNOS)	Estados Unidos US W. Bureau	Denver	Nelson Luiz Goi Magni (1984)
30	5		0,34	0,37	0,42	
30	10	0,51	0,54	0,57	0,63	0,532
	15	0,67	0,70	0,72	0,75	0,693
	20	0,80	0,81		0,84	0,817
	25	0,91	0,91		0,92	0,918
60	10	0,38	0,40	0,45		0,408
	15	0,50	0,52	0,57		0,532
	30	0,74	0,74	0,79		0,768
	120	1,22	1,27	1,25		1,119
1440 (24 h)	60	0,51	0,42			0,573
	360 (6h)	0,78	0,72			0,780
	480(8 h)	0,82	0,78			0,821
	600 (10h)	0,85	0,82			0,855
	720 (12h)	0,88	0,85			0,883
24h	1 dia	1,14 São Paulo				
		1,10 Taborda(1974)				
		0,961 São Paulo Magni (1984)				
		1,13 USWB				

Fonte: adaptado de Magni,1984 Dissertação de Mestrado da EPUSP

Em relação a chuva de 1 (um) dia com a chuva de 24 horas, Magni,1984 p.117 encontrou o valor 0,961 para a cidade de São Paulo.

Entretanto pesquisas realizadas pelo *U. S. Weather Bureau* obteve a relação 1,13 que é aplicada mundialmente.

Pesquisas realizadas em São Paulo usando o método de *Chow-Gumbel* foi obtido a média de 1,14 usando dados do Instituto Astronômico e Geofísico da Universidade de São Paulo com base em séries anuais abrangendo o período de 1928 a 1965 (Drenagem Urbana, 1980, p.20).

Para obtermos, por exemplo, no período de retorno de 25anos, o valor da precipitação de 1 hora. Fazemos o seguinte:

Na Tabela (22.4) usamos o coeficiente 1,14 para passarmos da chuva de 1 dia para a chuva de 24h. Ainda na mesma Tabela (22.4), para passarmos da chuva de 24h para a chuva

de 1h ou seja de 60min, multiplicamos por 0,573. Como para T=25 já foi calculado o valor de 122,26mm, isto é, a precipitação máxima de 1 dia para aquele período de retorno, teremos então:

$$h = 1,14 \cdot 0,573 \cdot 122,26 = 0,65 \cdot 122,26 = 79,87\text{mm}$$

Portanto, a precipitação máxima em Guarulhos de chuva de 1h com período de retorno de 25anos é de 79,87mm.

Como conseguimos as precipitações de 1(um) dia para os vários períodos de retorno usando a distribuição de Gumbel, podemos usar as relações entre as alturas pluviométricas da Tabela (22.4) obtendo a Tabela (22.5) e Tabela (22.6).

Tabela 22.5-Altura pluviométrica média do Posto Bonsucesso de Guarulhos

Duração da chuva	Relação entre chuvas	Guarulhos - São Paulo posto E3-002 Bonsucesso altitude 700 metros latitude 23 ° 25' longitude 46 ° 24'							
		Altura pluviométrica média de Guarulhos (mm)							
		Período de retorno (anos)							
		2	5	10	15	20	25	50	100
5 minutos	0,34	11,72	15,07	17,29	18,54	19,42	20,10	22,18	24,242
10 minutos	0,532	18,33	23,58	27,05	29,01	30,39	31,44	34,70	37,932
15 minutos	0,693	23,88	30,72	35,24	37,80	39,58	40,96	45,20	3222,848
20 minutos	0,817	28,16	36,21	41,55	44,56	46,67	48,29	53,29	58,252
25 minutos	0,918	31,64	40,69	46,68	50,07	52,43	54,26	59,88	65,454
30 minutos	0,74	34,46	44,33	50,86	54,54	57,12	59,10	65,23	71,300
1 hora	0,573	46,57	59,90	68,72	73,70	77,19	79,87	88,14	96,352
2 horas	1,119	52,11	67,03	76,90	82,47	86,37	89,38	98,63	107,818
6 horas	0,78	63,40	81,54	93,55	100,33	105,07	108,73	119,98	131,159
8 horas	0,821	66,73	85,82	98,47	105,60	110,59	114,44	126,29	138,054
10 horas	0,855	69,49	89,38	102,54	109,97	115,17	119,18	131,52	143,771
12 horas	0,883	71,77	92,31	105,90	113,57	118,95	123,08	135,83	148,479
24 horas	1,14	81,28	104,54	119,94	128,62	134,71	139,39	153,83	168,153
1 dia*	1	71,30	91,70	105,21	112,83	118,16	122,27	134,93	147,50

* Chuva de 1 dia obtida da Distribuição de Gumbel

Considerando ainda a distribuição de Gumbel, para a média obtida de 75,08mm temos o desvio padrão de 23,29mm. Para o nível de significância $\alpha=0,05$, temos:

$$Fz(z_{\alpha/2}) = 1 - \alpha/2 = 0,975$$

e pela distribuição t- Student $z_{\alpha/2} = 2,228$. Com estes valores, tem-se o intervalo que se situa μ para o nível de confiança de 95%, ou seja, a média populacional é igual a:

$$x \pm t_{\alpha/2} \times (s/n)^{0,5} = 75,08 \pm 2,228 \times 23,9/58^{0,5} = 75,08 \pm 6,98$$

$$\mu = 75,08 \pm 6,98\text{mm}$$

Na distribuição de Gumbel o valor β é

$$\beta = 6^{0,5} \times (\text{desvio padrão das precipitações})^{0,5} / \pi$$

Sendo o desvio padrão 23,09mm então o valor de $\beta=18$.

$$\alpha = (\text{média das precipitações} - 0,577 \times \beta)$$

Pode-se observar que o valor de α depende da média das precipitações que pode assumir os seguintes valores: máximo, mínimo e médio.

$$\mu = 75,08 \pm 6,98 \text{ mm}$$

$$\mu = 75,08 + 6,98 \text{ mm} = 82,06 \text{ mm (valor máximo)}$$

$$\mu = 75,08 - 6,98 \text{ mm} = 68,1 \text{ mm (valor mínimo)}$$

$$\mu = 75,08 + 0 = 75,08 \text{ mm (valor médio)}$$

Sendo o desvio padrão 23,09mm então o valor de $\beta=18$.

$$\alpha = (\text{média das precipitações} - 0,577 \times \beta)$$

$$\alpha = (\text{média das precipitações} - 0,577 \times 18)$$

$$\alpha = (\text{média das precipitações} - 10,386)$$

Como o valor da média varia de um máximo, um mínimo e um médio, o valor α também varia:

Considerando o valor máximo da precipitação teremos:

$$\alpha = (\text{média das precipitações} - 10,386)$$

$$\alpha = (82,06 - 10,386) = 71,67$$

Considerando o valor mínimo da precipitação teremos:

$$\alpha = (\text{média das precipitações} - 10,386)$$

$$\alpha = (68,1 - 10,386) = 57,714$$

Considerando o valor médio da precipitação teremos:

$$\alpha = (\text{média das precipitações} - 10,386)$$

$$\alpha = (75,08 - 10,386) = 64,694$$

Na distribuição de Gumbel temos:

$$\frac{P(1 \text{ dia}; T) - \alpha}{\beta} = -\ln \ln \left(\ln \left(1 / F(P(\text{dia}; T)) \right) \right)$$

sendo:

$$F(P(\text{dia}; T)) = 1 - (1/T);$$

ln: logaritmo neperiano;

T= período de retorno.

Para isto façamos as Tabela 22.6 onde acharemos os valores de P (dia; T) para um período de retorno de 2, 5, 10, 15, 20, 25, 50 e 100 anos.

Tabela 22.6-Com os valores máximos, médios e mínimos de α temos as alturas pluviométricas de 1 dia do posto Bonsucesso de Guarulhos

Valores de α	Alturas pluviométricas em mm de Guarulhos da chuva de 1 dia							
	Período de Retorno em anos							
	2	5	10	15	20	25	50	100
71,67 (máximo)	94,6	115,0	128,5	136,1	141,5	145,6	158,2	170,8
64,69(médio)	81,7	102,1	115,6	123,2	128,6	132,7	145,3	157,9
57,71(mínimo)	48,0	68,4	81,9	89,5	94,9	99,0	111,6	124,2
Varição entre valor máximo e valor médio	0,16	0,13	0,11	0,10	0,10	0,10	0,09	0,08
Varição entre valor mínimo e valor médio	0,41	0,33	0,29	0,27	0,26	0,25	0,23	0,21

22.6 Equação das chuvas intensas de Guarulhos usando o posto pluviométrico de Bonsucesso

Vários autores do Departamento de Águas e Energia Elétrica de São Paulo e Centro Tecnológico de Hidráulica de São Paulo, apresentaram no XIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos de 1999, excelente trabalho sobre “Precipitação de projeto para o município de São Paulo e região”.

Entre estes está o prof. dr. Nelson Luiz Goi Magni, autor da mais atualizada equação das chuvas intensas da cidade de São Paulo.

Os autores baseados nos 103 postos pluviométricos existentes na região metropolitana de São Paulo acharam uma sistemática que pode ser aplicada a toda a região.

Foi considerado a média da chuva de 1 dia de Guarulhos no posto Bonsucesso de 75,08mm e coeficiente de variação de Guarulhos $cv=0,31$, obtido pela relação entre a média e o desvio padrão de 23,29mm.

É importante ressaltar que os autores, confirmaram a tendência do coeficiente de variação ser constante para cada posto existente na Região Metropolitana de São Paulo (RMSP). Valor semelhante pode também ser obtido usando as isolinhas dos coeficientes de variação da RMSP para chuva de 1 dia.

O valor médio das chuvas máximas de 1 dia pode ser obtido pela isoietta fornecido também pelos autores. No caso usamos o valor médio das chuvas de 1 dia calculado do posto Bonsucesso em Guarulhos que é de 75,08mm.

Baseado nas informações e pesquisas feitas no trabalho citado, e considerando os estudos que fizemos sobre o posto pluviométrico de Guarulhos localizado em Bonsucesso, achamos a seguinte equação das chuvas intensas de Guarulhos.

$$h=39,79. (t - 0,10)^{0,242} . \{ 1 - 0,31. [\ln (\ln (T/(T-1)))+0,50764]\} \quad (\text{Equação 22.1})$$

sendo

h = altura pluviométrica (mm);

t = tempo de duração da chuva (h);

$\ln$ = logaritmo neperiano

T= período de retorno (anos)

Exemplo 22.1

Achar a altura pluviométrica em milímetros para chuva de duração de 2 horas com período de retorno de 25 anos. Usando a equação temos:

$$h = 39,79 \cdot (t - 0,10)^{0,242} \cdot \{1 - 0,31 \cdot [\ln(\ln(T/(T-1)))] + 0,50764\}$$
$$h = 39,79 \cdot (2 - 0,10)^{0,242} \cdot \{1 - 0,31 \cdot [\ln(\ln(25/(25-1)))] + 0,50764\}$$
$$h = 85,25 \text{ mm}$$

A equação está calculada na Tabela 22.7 para chuvas de 10 minutos a 24 horas. Observar na Tabela 22.8 que fizemos uma comparação com a fórmula de Martinez e Magni elaborada em 1999, com dados do posto pluviométrico e pluviográfico do IAG no período de 1931 a 1994.

Observar que as maiores diferenças são para chuvas de pouca duração e de grande duração que apresentam erros de até 24,5% enquanto para durações intermediárias os erros são pequenos, isto é, da ordem de 5% aproximadamente.

Estas diferenças encontradas mostra a necessidade de mais estudos na região metropolitana de São Paulo para melhor definição das equações regionais, como é o caso de Guarulhos.

Tabela 22.7- Altura pluviométrica média em mm do Posto Bonsucesso de Guarulhos usando a equação de Guarulhos

Duração da chuva	Guarulhos - São Paulo posto E3-002 Bonsucesso altitude 700m - latitude 23 ° 25' longitude 46 ° 24'							
	Altura pluviométrica média de Guarulhos (mm)							
	Período de retorno (anos)							
	2	5	10	15	20	25	50	100
10 min	19,76	27,02	31,82	34,54	36,43	37,90	42,40	46,87
15 min	24,04	32,88	38,72	42,02	44,33	46,11	51,60	57,04
20 min	26,75	36,59	43,09	46,77	49,34	51,32	57,42	63,47
25 min	28,81	39,39	46,40	50,35	53,12	55,25	61,82	68,34
30 min	30,48	41,68	49,10	53,28	56,21	58,47	65,42	72,32
1 h	37,09	50,72	59,74	64,83	68,40	71,14	79,60	88,00
2 h	44,44	60,77	71,59	77,69	81,96	85,25	95,38	105,44
6 h	49,23	67,32	79,30	86,06	90,79	94,43	105,66	116,80
8 h	62,74	85,80	101,06	109,67	115,70	120,35	134,66	148,86
10 h	66,27	90,61	106,74	115,83	122,20	127,10	142,21	157,21
12 h	69,28	94,74	111,60	121,10	127,76	132,89	148,69	164,37
18 h	76,48	104,58	123,18	133,68	141,03	146,69	164,13	181,44
24 h	82,02	112,16	132,11	143,37	151,25	157,32	176,02	194,59

Tabela 22.8- Erros médios em porcentagem comparando a fórmula de Guarulhos com a de Magni de 1999 da cidade de São Paulo

Duração da chuva	Duração da chuva em (h)	Erros médios da fórmula de Guarulhos comparando com a da cidade de São Paulo feita por Magni,1999
10 min	0,17	24,5
15 min	0,25	16,2
20 min	0,33	9,5
25 min	0,42	4,9
30 min.	0,5	1,8
1 h	1	-5,1
2 h	2	-5,5
6 h	6	2,5
8 h	8	5,8
10 h	10	8,7
12 h	12	11,2
18 h	18	17,2
24 h	24	21,8

22.7 Intensidade média de chuva na Cidade de São Paulo no ponto

O posto do parque do Estado (E3- 035) IAG está localizado na cota 780m e nas coordenadas 23° 39'S e 46° 38' W, sendo que todos os trabalhos abaixo citados foram feitos com dados do mesmo.

Pela ordem cronológica temos as seguintes chuvas para a cidade de São Paulo.

Occhipinti e Santos –1965 no período de 1926 a 1964 (37 anos) e usando o postos do IAG no parque do Estado (E3-035) obteve as seguintes fórmulas:

Para t= 60 min:

$$I = \frac{27,96 \cdot T_r^{0,112}}{(t + 15)^{0,86 T - 0,0144}} \quad (\text{mm/min}) \quad (\text{Equação 22.2})$$

Para 60 < t = 1440 min

$$I = \frac{20,21 \cdot T_r^{0,15}}{t^{0,82}} \quad (\text{mm/min}) \quad (\text{Equação 22.3})$$

Paulo Sampaio Wilken em 1972 obteve para a região Metropolitana de São Paulo por análise de regressão com dados de 1934 a 1959 (26 anos) do pluviógrafo instalado no Parque do Estado na Água Funda E3-035, obtendo a seguinte equação das chuvas:

$$I = \frac{4855,3 \cdot T_r^{0,181}}{(t + 15)^{0,89}} \quad (\text{l/s.ha}) \quad (\text{Equação 22.4})$$

sendo:

I= intensidade média da chuva (l /s. ha);

T_r = período de retorno (anos);

t=duração da chuva (min).

ou pode se apresentar em outras unidades:

$$I = \frac{29,13 \cdot T_r^{0,181}}{(t + 15)^{0,89}} \quad (\text{mm/min}) \quad (\text{Equação 22.5})$$

$$I = \frac{1747,9 \cdot T_r^{0,181}}{(t + 15)^{0,89}} \quad (\text{mm/h}) \quad (\text{Equação 22.6})$$

Exemplo 22.2

Dado o período de retorno $T = 20$ anos e o tempo de concentração de 18 minutos, achar a intensidade da chuva.

$$I = \frac{4855,3 \cdot T_r^{0,181}}{(t + 15)^{0,89}} = \frac{4855,3 \cdot 20^{0,181}}{(18+15)^{0,89}} = 371,72 \text{ l/s . ha}$$

teremos a intensidade de chuva de 371,72 l/s.ha.

-*Mero e Magni* em 1979 com dados de 1931 a 1979 (49 anos) usando o mesmo Posto Pluviométrico, obteve para a cidade de São Paulo a seguinte fórmula:

$$I = 37,05 (t + 20)^{-0,914} + (t+20)^{-0,914} \cdot [-5,966 - 10,88 \ln \ln (T / (T - 1))] \quad (\text{Equação 22.7})$$

para $10\text{min} \leq t \leq 60\text{min}$

$$I = 19,24 t^{-0,821} + t^{-0,821} \cdot [-3,098 - 5,65 \ln \ln (T / (T - 1))] \quad (\text{Equação 22.8})$$

para $60\text{min} < t \leq 1440\text{min} (24\text{h})$

sendo:

I= intensidade da chuva (mm/min);

t= tempo (min);

ln = logaritmo neperiano

T= período de retorno (anos).

Nelson Luiz Goi Magni e Felix Mero em 1986 no Boletim nº 4 denominado “Precipitações intensas do Estado de São Paulo”, página 69 e em 1984 na dissertação de Mestrado na Escola Politécnica da Universidade de São Paulo do dr. Nelson Luiz Goi Magni usando dados de 1931 a 1979 do Posto IAG/USP na cidade de São Paulo, obtiveram as seguintes equações das chuvas intensas no ponto:

$$I = (t + 20)^{-0,914} \cdot [31,08 - 10,88 \ln \ln (T / (T - 1))] \quad \text{(Equação 22.9)}$$

$$\text{para } 10 \leq t \leq 60$$

$$I = t^{-0,821} \cdot [16,14 - 5,65 \ln \ln (T / (T - 1))] \quad \text{(Equação 22.10)}$$

$$\text{para } 60 < t \leq 1440 \text{ (24h)}$$

Sendo:

I= intensidade da chuva (mm/min);

t= tempo (min);

ln = logaritmo neperiano

T= período de retorno (anos).

Martinez e Magni em 1999 com dados de 1933 a 1997 (65anos) relativos ao Posto IAG-E3-035) obteve para a cidade de São Paulo a seguinte equação:

$$I = 39,3015 (t + 20)^{-0,9228} + 10,1767 (t+20)^{-0,8764} \cdot [-0,4653 - 0,8407 \ln \ln (T / (T - 1))] \quad \text{(Equação 22.11)}$$

para chuva entre 10min e 1440min

I= intensidade da chuva (mm/min);

t= tempo (min);

ln = logaritmo neperiano

T= período de retorno (anos).

As Tabelas (22.9) e (22.10) referem-se a fórmula de Martinez e Magni de 1999. A primeira tabela se refere a previsão de alturas máximas em milímetros e a segunda, da máxima intensidade de chuva em (mm/h).

Por exemplo, para sabermos a precipitação total de uma chuva de 2h para período de retorno de 25anos, vemos na Tabela (22.9) que o valor é 85,1mm. Para saber a intensidade da chuva para a mesma chuva na Tabela (22.10) achamos 42,5mm/h.

Dica: a Equação (22.11) de Martinez e Magni de 1999 é a mais nova a ser usada na Região Metropolitana de São Paulo.

Tabela 22.9– São Paulo: Previsão de alturas máximas de chuvas em mm

Duração da chuva	Período de retorno (anos)								
	2	5	10	15	20	25	50	100	200
10 min	16,2	21,1	24,4	26,2	27,5	28,5	31,6	34,6	37,6
15 min	21,1	27,5	31,8	34,2	35,9	37,2	41,2	45,2	49,1
20 min	24,9	32,5	37,6	40,4	42,4	44,0	48,7	53,4	58,1
25 min	27,9	36,5	42,2	45,4	47,7	49,4	54,8	60,1	65,4
30 min	30,3	39,8	46,0	49,5	52,0	53,9	59,8	65,6	71,4
1 h	39,3	51,8	60,1	64,7	68,0	70,5	78,3	86,0	93,6
2 h	46,8	62,1	72,3	78,0	82,0	85,1	94,6	104,0	113,4
6 h	55,7	74,9	87,6	94,7	99,7	103,6	115,5	127,2	139,0
8 h	57,6	77,7	91,0	98,5	103,7	107,8	120,2	132,6	144,9
10 h	59,1	79,8	93,6	101,3	106,8	111,0	123,9	136,7	149,4
12 h	60,2	81,5	95,6	103,6	109,2	113,5	126,8	139,9	153,0
18h	62,5	85,2	100,1	108,6	114,5	119,1	133,1	147,0	160,9
24h	64,1	87,7	103,3	112,1	118,2	123,0	137,6	152,1	166,5

Fonte: aplicação da fórmula de Martinez e Magni de 1999

Tabela 22.10 – São Paulo: Previsão de máximas intensidade de chuvas em mm/hora

Duração da chuva	Período de retorno (anos)								
	2	5,00	10	15	20	25	50	100	200
10 min	97,3	126,9	146,4	157,4	165,2	171,1	189,4	207,6	225,8
15 min	84,4	110,2	127,3	136,9	143,7	148,9	164,9	180,8	196,6
20 min	74,6	97,5	112,7	121,3	127,3	131,9	146,2	160,3	174,4
25 min	66,9	87,6	101,3	109,0	114,4	118,6	131,4	144,2	156,9
30 min.	60,7	79,5	92,0	99,1	104,0	107,8	119,5	131,2	142,8
1 h	39,3	51,8	60,1	64,7	68,0	70,5	78,3	86,0	93,6
2 h	23,4	31,1	36,1	39,0	41,0	42,5	47,3	52,0	56,7
6 h	9,3	12,5	14,6	15,8	16,6	17,3	19,2	21,2	23,2
8 h	7,2	9,7	11,4	12,3	13,0	13,5	15,0	16,6	18,1
10 h	5,9	8,0	9,4	10,1	10,7	11,1	12,4	13,7	14,9
12 h	5,0	6,8	8,0	8,6	9,1	9,5	10,6	11,7	12,8
18h	3,5	4,7	5,6	6,0	6,4	6,6	7,4	8,2	8,9
24h	2,7	3,7	4,3	4,7	4,9	5,1	5,7	6,3	6,9

Fonte: aplicação da fórmula de Martinez e Magni de 1999

22.7.1 Conclusão a respeito das equações da chuva da cidade de São Paulo

Conforme estudos efetuados pelo Centro Tecnológico de Hidráulica (CTH) em São Paulo, 28 de junho de 1999, são poucas as diferenças entre as fórmulas da cidade de São Paulo.

Citando ainda o CTH: no caso do posto do IAG, localizado no parque do Estado, na cidade de São Paulo, constatou-se que a equação das chuvas intensas formuladas neste trabalho fornece valores de intensidades de precipitações próximos dos obtidos com as equações anteriormente elaboradas, particularmente em relação à equação determinada por Mero e Magni, em 1979, que utiliza a mesma formulação matemática.

Este fato, corroborado pela extensão da série histórica de dados de chuvas disponíveis, com 65 anos, evidencia que, neste caso, não houve alteração no regime das precipitações intensas ao longo do período de observação.

22.8 Aplicação da equação das chuvas intensas na região

A equação de *Martinez e Magni de 1999* que é a última fórmula desenvolvida na cidade de São Paulo, vale para um ponto, ou seja, uma área menor que 25 km². É sempre assumida a hipótese que a chuva é uniformemente distribuída para uma área menor que 25km² (10mi²) conforme Chin, 2000 que apresenta a fórmula de Leclerc e Schaake, 1972.

$$K = 1 - \exp(-1,1 \cdot t^{\frac{1}{4}}) \exp(-1,1 \cdot t^{\frac{1}{4}} - 0,01 \cdot A) \quad \text{Equação (22.12)}$$

Sendo t= duração da chuva (h) e A área da bacia em milhas quadradas.

Exemplo 22.3 (Chin, 2000)

Uma chuva local de 24h com 180mm e período de retorno de 10anos. Deseja-se a média de chuva em uma área de 100km².

Solução

Sendo t=24h, A=100km² = 40 mi². Substituindo na Equação (22.11):

$$K = 1 - \exp(-1,1 \cdot 24^{\frac{1}{4}}) \exp(-1,1 \cdot 24^{\frac{1}{4}} - 0,01 \cdot 40) = 0,97$$

Portanto, a precipitação média sobre a área de 100km² será 0,97 . 180mm = 175mm.

O Departamento de Águas e Energia Elétrica de São Paulo (DAEE) adota para área maior que 25 km², a equação de *Paulhus (Linsley et al.,1975)*:

$$P_{\text{área}} = P_{\text{ponto}} \cdot k \quad \text{(Equação 22.13)}$$

onde:

P_{área} = precipitação na área

P_{ponto} = precipitação no ponto

$$K = 1,0 - [0,1 \cdot \log(A / A_0)] \quad \text{(Equação 22.14)}$$

Exemplo 22.4 de aplicação do ribeirão dos Meninos/SP:

$$\text{Área da bacia} = A = 98,65 \text{ km}^2$$

$$A_o = 25 \text{ km}^2$$

$$K = 0,94$$

Exemplo 22.5 de aplicação para o Alto Tietê /SP

$$\text{Área da bacia} = A = 3.230 \text{ km}^2$$

$$A_o = 25 \text{ km}^2$$

$$K = 0,789$$

Exemplo 22.6 para o córrego Pirajussara/SP

$$\text{Área da bacia} = A = 72 \text{ km}^2$$

$$A_o = 25 \text{ km}^2$$

$$K = 0,95$$

22.9 Hietograma

O livro *Precipitações Intensas no Estado de São Paulo* dos doutores Nelson Luiz Goi Magni e Felix Mero de 1986, trás hietogramas das chuvas máximas, médias e mínimas de várias cidades do Estado de São Paulo, inclusive a cidade de São Paulo.

A Tabela (22.12) trás o hietograma da chuva máxima de São Paulo. Tomaremos somente as relações das alturas pluviométricas e do tempo em porcentagem relativos as chuvas máximas. Observar que os hietogramas das chuvas máximas varia para a duração da chuva, sendo as mesmas classificadas em três intervalos principais como abaixo de 1 hora, entre 1 hora e 6 horas e acima de 6 horas. As Figuras (22.3), (22.4) e (22.5) trazem os hietogramas da chuva de São Paulo para os três intervalos de duração de chuva mencionados.

Tabela 22.11-Hietograma da chuva máxima da cidade de São Paulo

Tempo/tempo total (%)	Hietograma da chuva máxima da cidade de São Paulo		
	Chuva máxima 10 min < t < 1h	Chuva máxima 1h < t < 6h	Chuva máxima 6 h < t < 24h
0	0	0	0
10	53	65	42
20	86	82	59
30	86	92	69
40	92	94	78
50	95	95	84
60	96	96	91
70	97	97	95
80	98	98	97
90	99	99	98
100	100	100	100

Fonte: Magni,1986 Precipitações Intensas no Estado de São Paulo/CTH com dados de 1931 a 1979 do posto do IAG/USP

Figura 22.3 Hietograma da chuva de São Paulo no intervalo de 10 minutos até 1 hora.

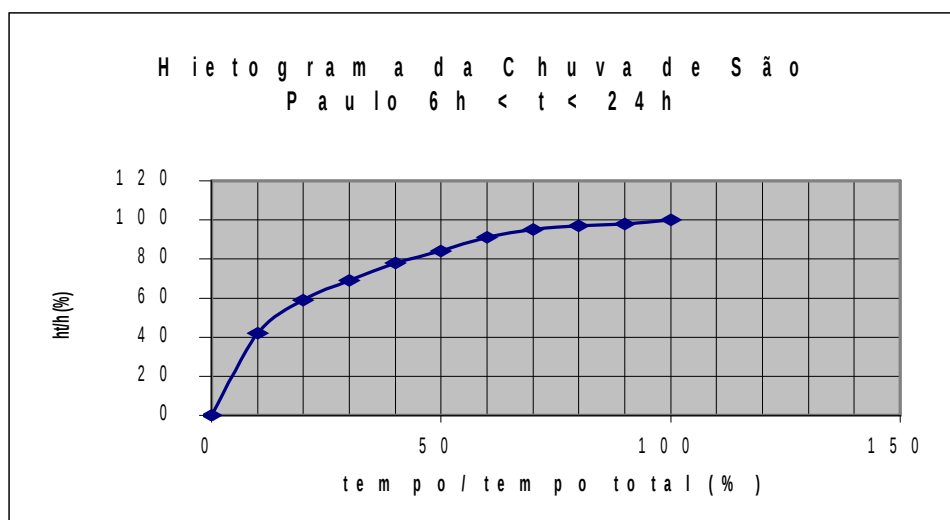
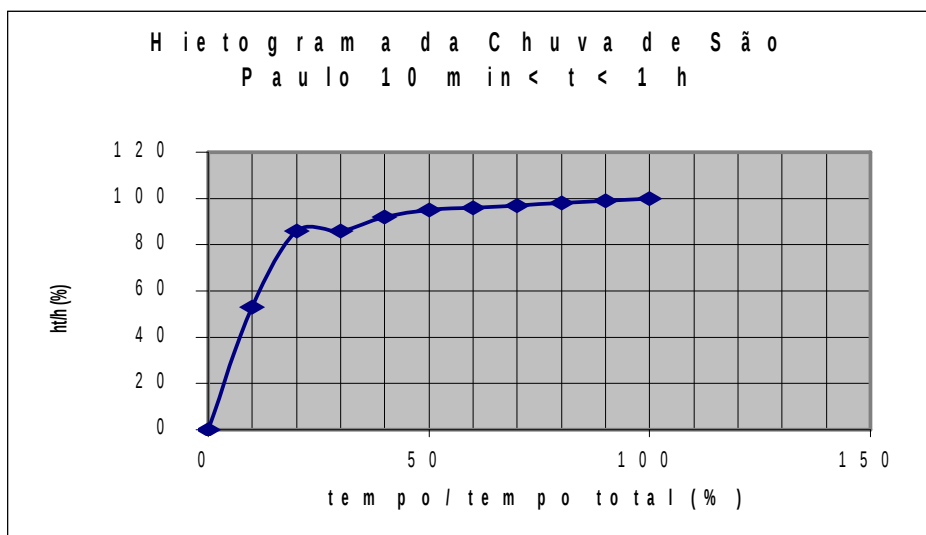
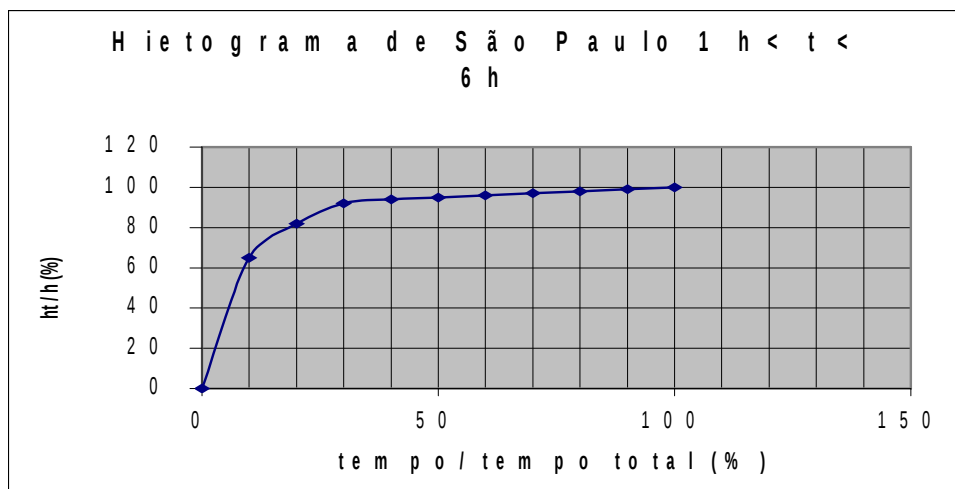


Figura 22.5-Hietograma da cidade de São Paulo para chuvas entre 6 horas e 24 horas

Figura 22.4 Hietograma da cidade de São Paulo para chuvas entre 1 hora e 6 horas



Usando a Tabela (22.11) com dados fornecido por Magni, 1986 e usando interpolação linear construímos as Tabelas (22.12) a (22.15) para chuvas de duração de 3h, 6h, 8h e 24h.

Tabela 22.12- Fração da chuva de 8h segundo Magni,1986 com intervalos de 0,5h em 16 intervalos

Tempo (h)	Fração da chuva de 8h conforme hietograma de Magni, 1986
0,5	0,260
1,0	0,200
1,5	0,106
2,0	0,071
2,5	0,061
3,0	0,056
3,5	0,045
4,0	0,038
4,5	0,044
5,0	0,036
5,5	0,025
6,0	0,015
6,5	0,011
7,0	0,006
7,5	0,010
8,0	0,015
Soma=	1,000

Tabela 22.13- Fração da chuva de 24h segundo Magni,1986 com intervalos de 1,0h em 24 intervalos

Tempo (h)	Fração da chuva de 24h conforme hietograma de Magni, 1986
1	0,180
1	0,180
1	0,180
2	0,175
3	0,113
4	0,071
5	0,065
6	0,042
7	0,042
8	0,038
9	0,038
10	0,033
11	0,025
12	0,025
13	0,029
14	0,029
15	0,022
16	0,017
17	0,015
18	0,008
19	0,008
20	0,005
21	0,004
22	0,006
23	0,008
24	0,01
Soma=	1,000

Tabela 22.14- Fração da chuva de 6h segundo Magni, 1986 com intervalos de 0,17h em 36 partes

Tempo (h)	Fração da chuva de 6 horas conforme hietograma de Magni, 1986
0,17	0,181
0,33	0,181
0,50	0,181
0,67	0,127
0,83	0,047
1,00	0,047
1,17	0,047
1,33	0,032
1,50	0,028
1,67	0,028
1,83	0,023
2,00	0,006
2,17	0,006
2,33	0,006
2,50	0,004
2,67	0,003
2,83	0,003
3,00	0,003
3,17	0,003
3,33	0,003
3,50	0,003
3,67	0,003
3,83	0,039
4,00	0,000
4,17	0,000
4,33	0,000
4,50	0,000
4,67	0,000
4,83	0,000
5,00	0,000
5,17	0,000
5,33	0,000
5,50	0,000
5,67	0,000
5,83	0,000
6,00	0,000
Soma=	1,000

Tabela 22.15- Fração da chuva de 3h segundo Magni, 1986 com intervalos de 0,17h em 18 partes

Tempo (h)	Fração da chuva de 3h conforme hietograma de Magni, 1986
0	0,00
0,17	0,36
0,33	0,31
0,50	0,09
0,67	0,08
0,83	0,06
1,00	0,03
1,17	0,01
1,33	0,01
1,50	0,01
1,67	0,01
1,83	0,01
2,00	0,01
2,17	0,01
2,33	0,01
2,50	0,01
2,67	0,01
2,83	0,01
3,00	0,01
Soma=	1,00

22.10 Hietograma baseado na chuva de duração de 2 horas de fevereiro de 1983

Baseado no evento chuvoso de 2/2/1983, a chuva de 2h assemelha-se à distribuição com 50% de probabilidade no 1º quartil de duração proposto por Huff em 1978, conforme mostrado no estudo DAEE da calha do rio Tietê em 1999 e no estudo do ribeirão dos Meninos.

A chuva tem 2 horas de duração com intervalo de 2,5min, ou seja, 0,041667h com 48 intervalos conforme Tabela (22.16), contida nos projetos do DAEE do córrego Pirajussara, córrego Aricanduva e córrego ribeirão dos Meninos, todos no Alto Tietê em São Paulo.

Na região metropolitana de São Paulo (RMSP) o Departamento de Águas e Energia Elétrica (DAEE) verificou que para bacia de até 100 km² de área de drenagem, as chuvas que provocam danos mais freqüentes são as chuvas de duração igual a 2 (duas) horas. Estas foram usadas para o dimensionamento do rio Aricanduva (100 km²), córrego Pirajussara (72 km²), ribeirão dos Meninos (98,65 km²).

Para o caso de dimensionamento de reservatórios de detenção é importante a duração da chuva que produza o volume máximo do reservatório de detenção.

Tabela 22.16– Chuva de 2 horas ribeirão dos Meninos/ SP. Precipitações de projeto (equação de Mero)

Chuva			Precipitação de 2 horas (mm)				
Distribuída			T _R =2	T _R =10	T _R =25	T _R =50	T _R =100
ponto (k=1,00)			43,00	68,04	80,64	90,00	99,24
área (k=0,94)			40,42	63,96	75,80	84,60	93,29
2 horas	t	HUFF 1. Q	T _R =2	T _R =10	T _R =25	T _R =50	T _R =100
Intervalo	(horas)	(%)	anos	anos	anos	anos	anos
1	0,0417	0,030	1,21	1,92	2,28	2,54	2,80
2	0,0833	0,030	1,21	1,92	2,28	2,54	2,80
3	0,1250	0,036	1,46	2,31	2,73	3,05	3,36
4	0,1667	0,036	1,46	2,31	2,73	3,05	3,36
5	0,2083	0,061	2,46	3,90	4,62	5,16	5,69
6	0,2500	0,061	2,46	3,90	4,62	5,16	5,69
7	0,2917	0,076	3,07	4,86	5,76	6,43	7,09
8	0,3333	0,076	3,07	4,86	5,76	6,43	7,09
9	0,3750	0,052	2,10	3,33	3,94	4,40	4,85
10	0,4167	0,052	2,10	3,33	3,94	4,40	4,85
11	0,4583	0,052	2,10	3,33	3,94	4,40	4,85
12	0,5000	0,052	2,10	3,33	3,94	4,40	4,85
13	0,5417	0,033	1,34	2,11	2,50	2,79	3,08
14	0,5833	0,032	1,29	2,05	2,42	2,71	2,98
15	0,6250	0,026	1,05	1,66	1,97	2,20	2,42
16	0,6667	0,025	1,01	1,60	1,90	2,12	2,34
17	0,7083	0,022	0,89	1,41	1,67	1,87	2,06
18	0,7500	0,021	0,85	1,35	1,59	1,78	1,96
19	0,7917	0,014	0,56	0,89	1,06	1,18	1,30
20	0,8333	0,014	0,56	0,89	1,06	1,18	1,30
21	0,8750	0,014	0,56	0,89	1,06	1,18	1,30
22	0,9167	0,014	0,56	0,89	1,06	1,18	1,30
23	0,9583	0,013	0,53	0,84	0,99	1,10	1,22
24	1,0000	0,012	0,49	0,77	0,91	1,02	1,12
25	1,0417	0,012	0,49	0,77	0,91	1,02	1,12

26	1,0833	0,012	0,49	0,77	0,91	1,02	1,12
27	1,1250	0,011	0,44	0,70	0,83	0,93	1,02
28	1,1667	0,011	0,44	0,70	0,83	0,93	1,02
29	1,2083	0,008	0,32	0,51	0,60	0,67	0,74
30	1,2500	0,008	0,32	0,51	0,60	0,67	0,74
31	1,2917	0,006	0,24	0,38	0,46	0,51	0,56
32	1,3333	0,006	0,24	0,38	0,46	0,51	0,56
33	1,3750	0,006	0,24	0,38	0,46	0,51	0,56
34	1,4167	0,006	0,24	0,38	0,46	0,51	0,56
35	1,4583	0,006	0,24	0,38	0,46	0,51	0,56
36	1,5000	0,006	0,24	0,38	0,46	0,51	0,56
37	1,5417	0,006	0,24	0,38	0,46	0,51	0,56
38	1,5833	0,006	0,24	0,38	0,46	0,51	0,56
39	1,6250	0,006	0,24	0,38	0,46	0,51	0,56
40	1,6667	0,006	0,24	0,38	0,46	0,51	0,56
41	1,7083	0,004	0,16	0,26	0,31	0,34	0,38
42	1,7500	0,004	0,16	0,26	0,31	0,34	0,38
43	1,7917	0,004	0,16	0,26	0,31	0,34	0,38
44	1,8333	0,004	0,16	0,26	0,31	0,34	0,38
45	1,8750	0,002	0,08	0,13	0,15	0,17	0,18
46	1,9167	0,002	0,08	0,13	0,15	0,17	0,18
47	1,9583	0,002	0,08	0,13	0,15	0,17	0,18
48	2,0000	0,002	0,08	0,13	0,15	0,17	0,18
soma	2,0000	1,000	40,42	64,00	75,80	84,60	93,30

Fonte DAEE: ribeirão dos Meninos/SP

A bacia do Alto Tietê entre barragem Edgard de Souza e Barragem da Penha (3.230km²), foi considerado pelo DAEE a distribuição percentual média da chuva de 24 horas, observada entre 01/02/1983 (7h) e 02/02/1983 (7h), sendo a maior tormenta verificada na bacia dentro do intervalo de dados existentes e que se assemelha bastante à distribuição com 50% de probabilidade, no 1º quartil de duração, proposta por Huff em 1978, conforme Tabela (22.17) e Figura (22.6).

Para consulta de Huff ver página 51 do livro Drenagem Urbana, 1995 da ABRH e página 21 do livro *Urban Stormwater Hydrology* de Akan, 1993.

Dica: na Região Metropolitana de São Paulo (RMSP) em áreas de até 100km² deve-se usar chuva de 2h com distribuição de Huff (1º Quartil, 50% de probabilidade).

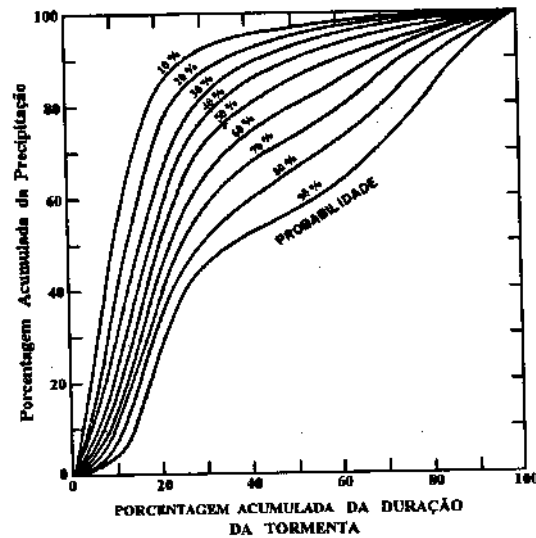


Figura 22.1- Distribuições temporais de chuva de Huff no primeiro quartil
Fonte: Marcelini et al, 1995

]

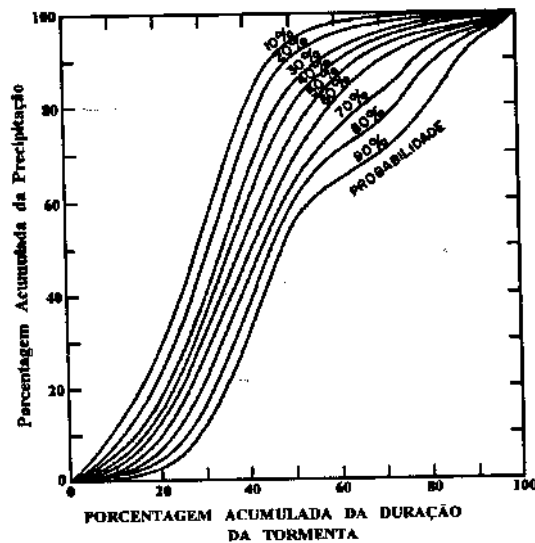


Figura 22.1- Distribuições temporais de chuva de Huff no segundo quartil
Fonte: Marcelini et al, 1995

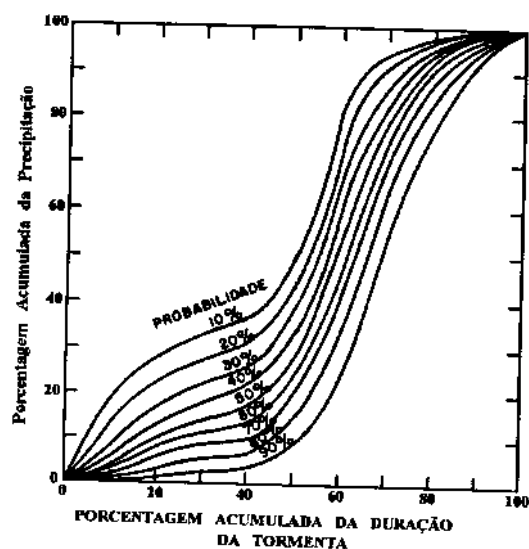


Figura 22.1- Distribuições temporais de chuva de Huff no terceiro quartil
Fonte: Marcelini et al, 1995

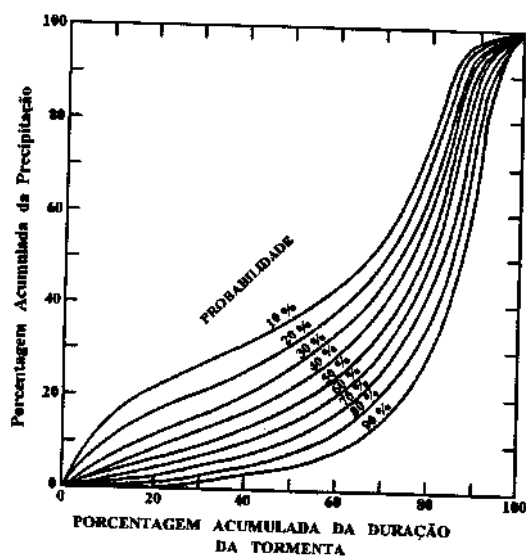


Figura 22.1- Distribuições temporais de chuva de Huff no quarto quartil
Fonte: Marcelini et al, 1995

Tabela 22.17- Distribuição temporal da chuva de 24 horas

Intervalo (1 hora)	Observada em 1983 (%P)	HUFF 1º quartil (%P)
1	3,6	6,0
2	9,8	7,2
3	11,5	12,2
4	10,7	15,2
5	9,8	10,4
6	8,9	10,4
7	7,1	6,2
8	3,6	4,8
9	3,6	4,3
10	3,6	2,8
11	4,5	2,8
12	1,8	2,5
13	3,6	2,4
14	4,5	2,2
15	1,8	1,6
16	4,5	1,2
17	0,9	1,2
18	0,9	1,2
19	1,8	1,2
20	0,9	1,2
21	0,9	0,8
22	0,9	0,8
23	0,4	0,7
24	0,4	0,7

Fonte: DAAE. Alto Tietê, 1999/SP

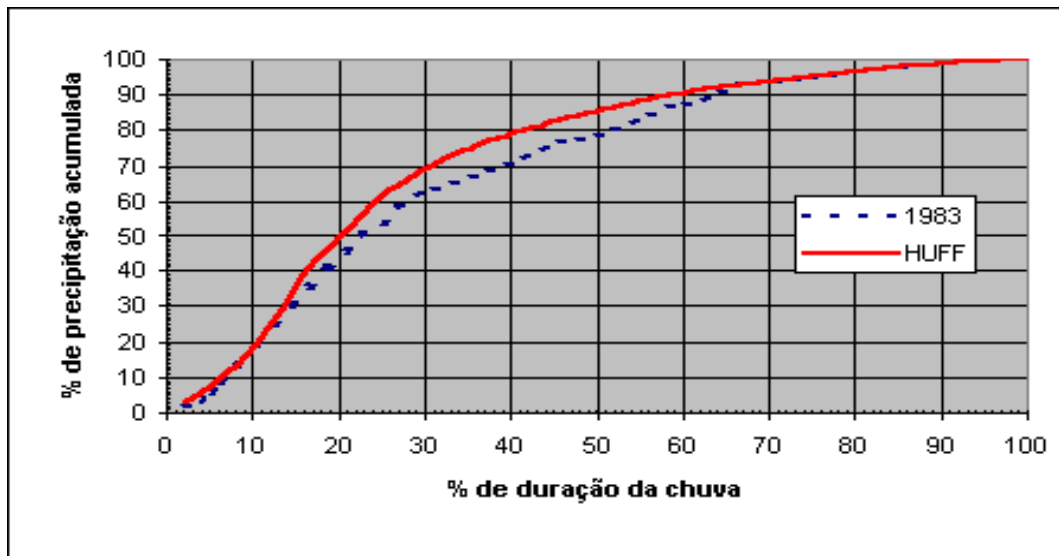


Figura 22.6- Chuva de curva acumulada do evento de 1983 no Alto Tietê/SP, comparada com a curva de Huff (1º Quartil, 50% de probabilidade).
 Fonte: DAAE, 1999/SP

Tabela 22.18- Hietograma de chuvas de 2h para diversos períodos de retorno usando adimensional da chuva de Huff , 1º quartil com 50% de probabilidade para intervalo de 2,5min (0,0417h)

Ordem	Tempo		HUFF 1. Q (%)	Equação das chuvas de Martinez e Magni,1999 para a cidade de São Paulo				
				46,8mm	72,2mm	85,1mm	94,6mm	104mm
				TR=2	TR=10	TR=25	TR=50	TR=100
				anos	anos	anos	anos	anos
	(min)	(horas)	Adimensional	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
1	2,5	0,0417	0,03	1,4040	2,1660	2,5530	2,8380	3,1200
2	5,0	0,0833	0,03	1,4040	2,1660	2,5530	2,8380	3,1200
3	7,5	0,1250	0,036	1,6848	2,5992	3,0636	3,4056	3,7440
4	10,0	0,1667	0,036	1,6848	2,5992	3,0636	3,4056	3,7440
5	12,5	0,2083	0,061	2,8548	4,4042	5,1911	5,7706	6,3440
6	15,0	0,2500	0,061	2,8548	4,4042	5,1911	5,7706	6,3440
7	17,5	0,2917	0,076	3,5568	5,4872	6,4676	7,1896	7,9040
8	20,0	0,3333	0,076	3,5568	5,4872	6,4676	7,1896	7,9040
9	22,5	0,3750	0,052	2,4336	3,7544	4,4252	4,9192	5,4080
10	25,0	0,4167	0,052	2,4336	3,7544	4,4252	4,9192	5,4080
11	27,5	0,4583	0,052	2,4336	3,7544	4,4252	4,9192	5,4080
12	30,0	0,5000	0,052	2,4336	3,7544	4,4252	4,9192	5,4080
13	32,5	0,5417	0,033	1,5444	2,3826	2,8083	3,1218	3,4320
14	35,0	0,5833	0,032	1,4976	2,3104	2,7232	3,0272	3,3280

Curso de Manejo de águas pluviais
Eng Plínio Tomaz pliniotomaz@uol.com.br 6/05/2012
Capítulo 22- Chuvas Intensas

15	37,5	0,6250	0,026	1,2168	1,8772	2,2126	2,4596	2,7040
16	40,0	0,6667	0,025	1,1700	1,8050	2,1275	2,3650	2,6000
17	42,5	0,7083	0,022	1,0296	1,5884	1,8722	2,0812	2,2880
18	45,0	0,7500	0,021	0,9828	1,5162	1,7871	1,9866	2,1840
19	47,5	0,7917	0,014	0,6552	1,0108	1,1914	1,3244	1,4560
20	50,0	0,8333	0,014	0,6552	1,0108	1,1914	1,3244	1,4560
21	52,5	0,8750	0,014	0,6552	1,0108	1,1914	1,3244	1,4560
22	55,0	0,9167	0,014	0,6552	1,0108	1,1914	1,3244	1,4560
23	57,5	0,9583	0,013	0,6084	0,9386	1,1063	1,2298	1,3520
24	60,0	1,0000	0,012	0,5616	0,8664	1,0212	1,1352	1,2480
25	62,5	1,0417	0,012	0,5616	0,8664	1,0212	1,1352	1,2480
26	65,0	1,0833	0,012	0,5616	0,8664	1,0212	1,1352	1,2480
27	67,5	1,1250	0,011	0,5148	0,7942	0,9361	1,0406	1,1440
28	70,0	1,1667	0,011	0,5148	0,7942	0,9361	1,0406	1,1440
29	72,5	1,2083	0,008	0,3744	0,5776	0,6808	0,7568	0,8320
30	75,0	1,2500	0,008	0,3744	0,5776	0,6808	0,7568	0,8320
31	77,5	1,2917	0,006	0,2808	0,4332	0,5106	0,5676	0,6240
32	80,0	1,3333	0,006	0,2808	0,4332	0,5106	0,5676	0,6240
33	82,5	1,3750	0,006	0,2808	0,4332	0,5106	0,5676	0,6240
34	85,0	1,4167	0,006	0,2808	0,4332	0,5106	0,5676	0,6240
35	87,5	1,4583	0,006	0,2808	0,4332	0,5106	0,5676	0,6240
36	90,0	1,5000	0,006	0,2808	0,4332	0,5106	0,5676	0,6240
37	92,5	1,5417	0,006	0,2808	0,4332	0,5106	0,5676	0,6240
38	95,0	1,5833	0,006	0,2808	0,4332	0,5106	0,5676	0,6240
39	97,5	1,6250	0,006	0,2808	0,4332	0,5106	0,5676	0,6240
40	100,0	1,6667	0,006	0,2808	0,4332	0,5106	0,5676	0,6240
41	102,5	1,7083	0,004	0,1872	0,2888	0,3404	0,3784	0,4160
42	105,0	1,7500	0,004	0,1872	0,2888	0,3404	0,3784	0,4160
43	107,5	1,7917	0,004	0,1872	0,2888	0,3404	0,3784	0,4160
44	110,0	1,8333	0,004	0,1872	0,2888	0,3404	0,3784	0,4160
45	112,5	1,8750	0,002	0,0936	0,1444	0,1702	0,1892	0,2080
46	115,0	1,9167	0,002	0,0936	0,1444	0,1702	0,1892	0,2080
47	117,5	1,9583	0,002	0,0936	0,1444	0,1702	0,1892	0,2080
48	120,0	2,0000	0,002	0,0936	0,1444	0,1702	0,1892	0,2080
Soma=		2,0000	1,000	46,8000	72,2000	85,1000	94,6000	104,0000

Tabela 22.19- Hietograma de chuvas de 2h para diversos períodos de retorno usando adimensional da chuva de Huff , 1º quartil com 50% de probabilidade para intervalo de 5min

Ordem Tempo	De tempo	Para tempo	HUFF 1. Q	Equação das chuvas de Martinez e Magni, 1999 para a cidade de São Paulo				
				46,8	72,2	85,1	94,6	104
				TR=2	TR=10	TR=25	TR=50	TR=100
				anos	anos	anos	anos	anos
	(min)	(min)	(%)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
1	0,00	5,00	0,060	2,808	4,332	5,106	5,676	6,24
2	5,0	10,0	0,072	3,370	5,1984	6,1272	6,8112	7,488
3	10,0	15,0	0,122	5,710	8,8084	10,3822	11,5412	12,688
4	15,0	20,0	0,152	7,114	10,9744	12,9352	14,3792	15,808
5	20,0	25,0	0,104	4,867	7,5088	8,8504	9,8384	10,816
6	25,0	30,0	0,104	4,867	7,5088	8,8504	9,8384	10,816
7	30,0	35,0	0,065	3,042	4,693	5,5315	6,149	6,76
8	35,0	40,0	0,051	2,387	3,6822	4,3401	4,8246	5,304
9	40,0	45,0	0,043	2,012	3,1046	3,6593	4,0678	4,472
10	45,0	50,0	0,028	1,310	2,0216	2,3828	2,6488	2,912
11	50,0	55,0	0,028	1,310	2,0216	2,3828	2,6488	2,912
12	55,0	60,0	0,025	1,170	1,805	2,1275	2,365	2,6
13	60,0	65,0	0,024	1,123	1,7328	2,0424	2,2704	2,496
14	65,0	70,0	0,022	1,030	1,5884	1,8722	2,0812	2,288
15	70,0	75,0	0,016	0,749	1,1552	1,3616	1,5136	1,664
16	75,0	80,0	0,012	0,562	0,8664	1,0212	1,1352	1,248
17	80,0	85,0	0,012	0,562	0,8664	1,0212	1,1352	1,248
18	85,0	90,0	0,012	0,562	0,8664	1,0212	1,1352	1,248
19	90,0	95,0	0,012	0,562	0,8664	1,0212	1,1352	1,248
20	95,0	100,0	0,012	0,562	0,8664	1,0212	1,1352	1,248
21	100,0	105,0	0,008	0,374	0,5776	0,6808	0,7568	0,832
22	105,0	110,0	0,008	0,374	0,5776	0,6808	0,7568	0,832
23	110,0	115,0	0,004	0,187	0,2888	0,3404	0,3784	0,416
24	115,0	120,0	0,004	0,187	0,2888	0,3404	0,3784	0,416
		Soma=	1,000	46,800	72,200	85,100	94,600	104,000

Tabela 22.20- Hietograma de chuvas de 2h para diversos períodos de retorno usando adimensional da chuva de Huff , 1º quartil com 50% de probabilidade para intervalo de 10min

Ordem Tempo	De tempo	Para Tempo	HUFF 1. Q	Equação das chuvas de Martinez e Magni,1999				
				46,8mm	72,2mm	85,1mm	94,6mm	104mm
				TR=2	TR=10	TR=25	TR=50	TR=100
				anos	anos	anos	anos	anos
	(min)	(min)	(%)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
1	0,00	10,00	0,132	6,178	9,5304	11,2332	12,4872	13,728
2	10,0	20,0	0,274	12,823	19,7828	23,3174	25,9204	28,496
3	20,0	30,0	0,208	9,734	15,0176	17,7008	19,6768	21,632
4	30,0	40,0	0,116	5,429	8,3752	9,8716	10,9736	12,064
5	40,0	50,0	0,071	3,323	5,1262	6,0421	6,7166	7,384
6	50,0	60,0	0,053	2,480	3,8266	4,5103	5,0138	5,512
7	60,0	70,0	0,046	2,153	3,3212	3,9146	4,3516	4,784
8	70,0	80,0	0,028	1,310	2,0216	2,3828	2,6488	2,912
9	80,0	90,0	0,024	1,123	1,7328	2,0424	2,2704	2,496
10	90,0	100,0	0,024	1,123	1,7328	2,0424	2,2704	2,496
11	100,0	110,0	0,016	0,749	1,1552	1,3616	1,5136	1,664
12	110,0	120,0	0,008	0,374	0,5776	0,6808	0,7568	0,832
		soma=	1,000	46,800	72,200	85,100	94,600	104,000

22.11 Distribuição das chuvas nos Estados Unidos: Tipo I, Tipo IA, Tipo II e Tipo III

Estudos elaborados pelo *U. S. Soil Conservation Service* (SCS) nos Estados Unidos concluíram numa distribuição aproximada de quatro chuvas básicas que são: Tipo I, Tipo IA, Tipo II e Tipo III, cujas frações acumuladas estão na Tabela (22.21).

Pr é a chuva total e P a chuva acumulada. Nas colunas estão as relações entre P e Pr.

Porto, 1995 afirmou que a chuva Tipo II é que mais se assemelha para o Estado de São Paulo.

Tabela 22.21- Fração acumulada de chuva de 24h segundo SCS, 1986.

Tempo	Tipo I	Tipo IA	Tipo II	Tipo III
(h)	P/ Pr	P/ Pr	P/ Pr	P/ Pr
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000
0,5	0,008	0,010	0,005	0,005
1,0	0,017	0,022	0,011	0,010
1,5	0,026	0,036	0,017	0,015
2,0	0,035	0,051	0,023	0,020
2,5	0,045	0,067	0,029	0,026
3,0	0,055	0,083	0,035	0,032
3,5	0,065	0,099	0,041	0,037
4,0	0,076	0,116	0,048	0,043
4,5	0,087	0,135	0,056	0,050
5,0	0,099	0,156	0,064	0,057
5,5	0,112	0,179	0,072	0,065
6,0	0,126	0,204	0,080	0,072
6,5	0,140	0,233	0,090	0,081
7,0	0,156	0,268	0,100	0,089
7,5	0,174	0,310	0,110	0,102
8,0	0,194	0,425	0,120	0,115
8,5	0,219	0,480	0,133	0,130
9,0	0,254	0,520	0,147	0,148
9,5	0,303	0,550	0,163	0,167
10,0	0,515	0,577	0,181	0,189
10,5	0,583	0,601	0,203	0,216
11,0	0,624	0,623	0,236	0,250
11,5	0,655	0,644	0,283	0,298
12,0	0,682	0,664	0,663	0,500
12,5	0,706	0,683	0,735	0,702
13,0	0,728	0,701	0,776	0,751
13,5	0,748	0,719	0,804	0,785
14,0	0,766	0,736	0,825	0,811
14,5	0,783	0,753	0,842	0,830
15,0	0,799	0,769	0,856	0,848
15,5	0,815	0,785	0,869	0,867
16,0	0,830	0,800	0,881	0,886
16,5	0,844	0,815	0,893	0,895
17,0	0,857	0,830	0,903	0,904
17,5	0,870	0,844	0,913	0,913
18,0	0,882	0,858	0,922	0,922
18,5	0,893	0,871	0,930	0,930
19,0	0,905	0,884	0,938	0,939
19,5	0,916	0,896	0,946	0,948
20,0	0,926	0,908	0,953	0,957
20,5	0,936	0,920	0,959	0,962
21,0	0,946	0,932	0,965	0,968
21,5	0,956	0,944	0,971	0,973

22,0	0,965	0,956	0,977	0,979
22,5	0,974	0,967	0,983	0,984
23,0	0,983	0,978	0,989	0,989
23,5	0,992	0,989	0,995	0,995
24,0	1,000	1,000	1,000	1,000

Fonte: Akan,1993 p.19

Colocando-se a Tabela (14. 5) obtemos a Figura (14.1).

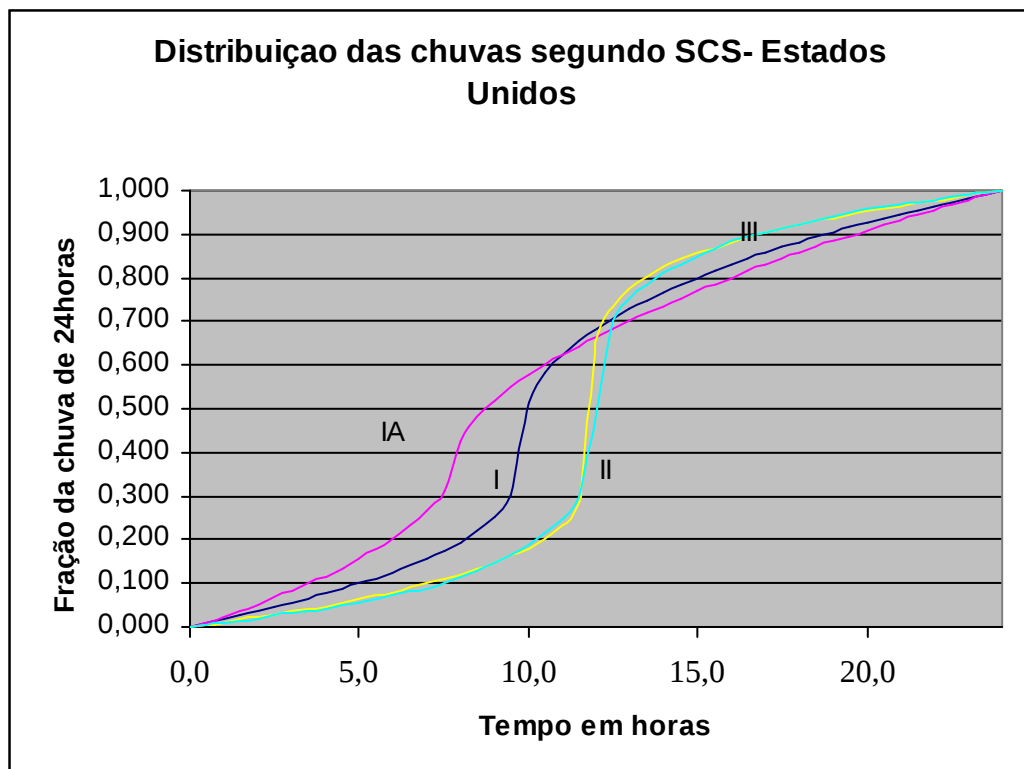


Figura 22.7- Representação da fração acumulada das chuvas do SCS

José Carlos F. Palos e Mario Thadeu de Barros apresentaram no XII Congresso Brasileiro da Associação Brasileira de recursos Hídricos de 1997 um trabalho denominado “Análise de métodos hidrológicos empregados em projetos de drenagem urbana no Brasil”.

Recomendaram o método SCS TR-55 com Chuva Tipo II com chuva de 24 horas ou uso do método dos blocos alternados.

O tempo de concentração deverá ser calculado pelo método cinemático ou pela equação proposta por Denver (1969) para o tempo de retardo.

O trabalho ainda mostra que os estudos de Porto e Marcelini elaborado em 1993 concluiu que a curva Tipo II é praticamente igual à obtida pelo método dos blocos alternados, proposto para a cidade de São Paulo.

Tabela 22.1- Hietograma das chuvas do SCS Tipo I, IA, II e III
Fonte: Akan, 2003

<i>t</i> (hr)	Type I <i>P/P_T</i>	Type IA <i>P/P_T</i>	Type II <i>P/P_T</i>	Type III <i>P/P_T</i>	<i>t</i> (hr)	Type I <i>P/P_T</i>	Type IA <i>P/P_T</i>	Type II <i>P/P_T</i>	Type III <i>P/P_T</i>
0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	12.5	0.706	0.683	0.735	0.702
0.5	0.008	0.010	0.005	0.005	13.0	0.728	0.701	0.776	0.751
1.0	0.017	0.022	0.011	0.010	13.5	0.748	0.719	0.804	0.785
1.5	0.026	0.036	0.017	0.015	14.0	0.766	0.736	0.825	0.811
2.0	0.035	0.051	0.023	0.020	14.5	0.783	0.753	0.842	0.830
2.5	0.045	0.067	0.029	0.026	15.0	0.799	0.769	0.856	0.848
3.0	0.055	0.083	0.035	0.032	15.5	0.815	0.785	0.869	0.867
3.5	0.065	0.099	0.041	0.037	16.0	0.830	0.800	0.881	0.886
4.0	0.076	0.116	0.048	0.043	16.5	0.844	0.815	0.893	0.895
4.5	0.087	0.135	0.056	0.050	17.0	0.857	0.830	0.903	0.904
5.0	0.099	0.156	0.064	0.057	17.5	0.870	0.844	0.913	0.913
5.5	0.112	0.179	0.072	0.065	18.0	0.882	0.858	0.922	0.922
6.0	0.125	0.204	0.080	0.072	18.5	0.893	0.871	0.930	0.930
6.5	0.140	0.233	0.090	0.081	19.0	0.905	0.884	0.938	0.939
7.0	0.156	0.268	0.100	0.089	19.5	0.916	0.896	0.946	0.948
7.5	0.174	0.310	0.110	0.102	20.0	0.926	0.908	0.953	0.957
8.0	0.194	0.425	0.120	0.115	20.5	0.936	0.920	0.959	0.962
8.5	0.219	0.480	0.133	0.130	21.0	0.946	0.932	0.965	0.968
9.0	0.254	0.520	0.147	0.148	21.5	0.956	0.944	0.971	0.973
9.5	0.303	0.550	0.163	0.167	22.0	0.965	0.956	0.977	0.979
10.0	0.515	0.577	0.181	0.189	22.5	0.974	0.967	0.983	0.984
10.5	0.583	0.601	0.203	0.216	23.0	0.983	0.978	0.989	0.989
11.0	0.624	0.623	0.236	0.250	23.5	0.992	0.989	0.995	0.995
11.5	0.654	0.644	0.283	0.298	24.0	1.000	1.000	1.000	1.000
12.0	0.682	0.664	0.663	0.600					

Source: After SCS (1986).

22.12 Chuvas Intensas

Quando não dispomos de equações de chuvas podemos fazer uma estimativa usando o programa Pluvio2.1, bastando entrar em com o Estado e a Cidade usando o site:

www.ufv.br/dea/gprh/software.htm

A principal forma de caracterização de chuvas intensas é por meio da equação de intensidade, duração e frequência da precipitação, representada por:

$$I = \frac{K \cdot T^a}{(t + b)^c} \quad (\text{mm/h})$$

Sendo:

I = intensidade máxima média de precipitação, mm/h;

T = período de retorno (anos)

t = duração da precipitação (min)

K, a, b, c = parâmetros relativos à localidade (Estado, município)

Exemplo 22.7

Estimar a intensidade de chuva máxima na cidade de Guarulhos localizada no Estado de São Paulo usando o programa Pluvio2.1 para período de retorno de 25anos e tempo de concentração de 5min.

Usando o programa Pluvio2.1 achamos:

$$K= 1988,845$$

$$a=0,111$$

$$b=20,449$$

$$c=0,839$$

$$I = \frac{K \cdot T^a}{(t + b)^c} \quad (\text{mm/h})$$

$$I = \frac{1988,845 \cdot T^{0,111}}{(t + 20,449)^{0,839}} \quad (\text{mm/h})$$

T= 25 anos

t= tempo de concentração= 5min

$$I = \frac{1988,845 \cdot 25^{0,111}}{(5 + 20,449)^{0,839}} = 188 \text{ mm/h}$$

22.13 Huff

Huff, 1990 salienta a importância e a dificuldade em se estabelecer a distribuição das precipitações com o tempo, isto é, os hietogramas, afirmando categoricamente que as diferenças podem ser significantes. Huff, 1990 cita um exemplo feito nos Estados Unidos na área de Kentucky onde acharam diferenças de 30% no pico da vazão devido a escolha adequada do hietograma.

Huff, 1990 salienta ainda que as chuvas medianas da Figura (22.8) eram usadas no passado e ainda o são, quando não se tem pesquisas.

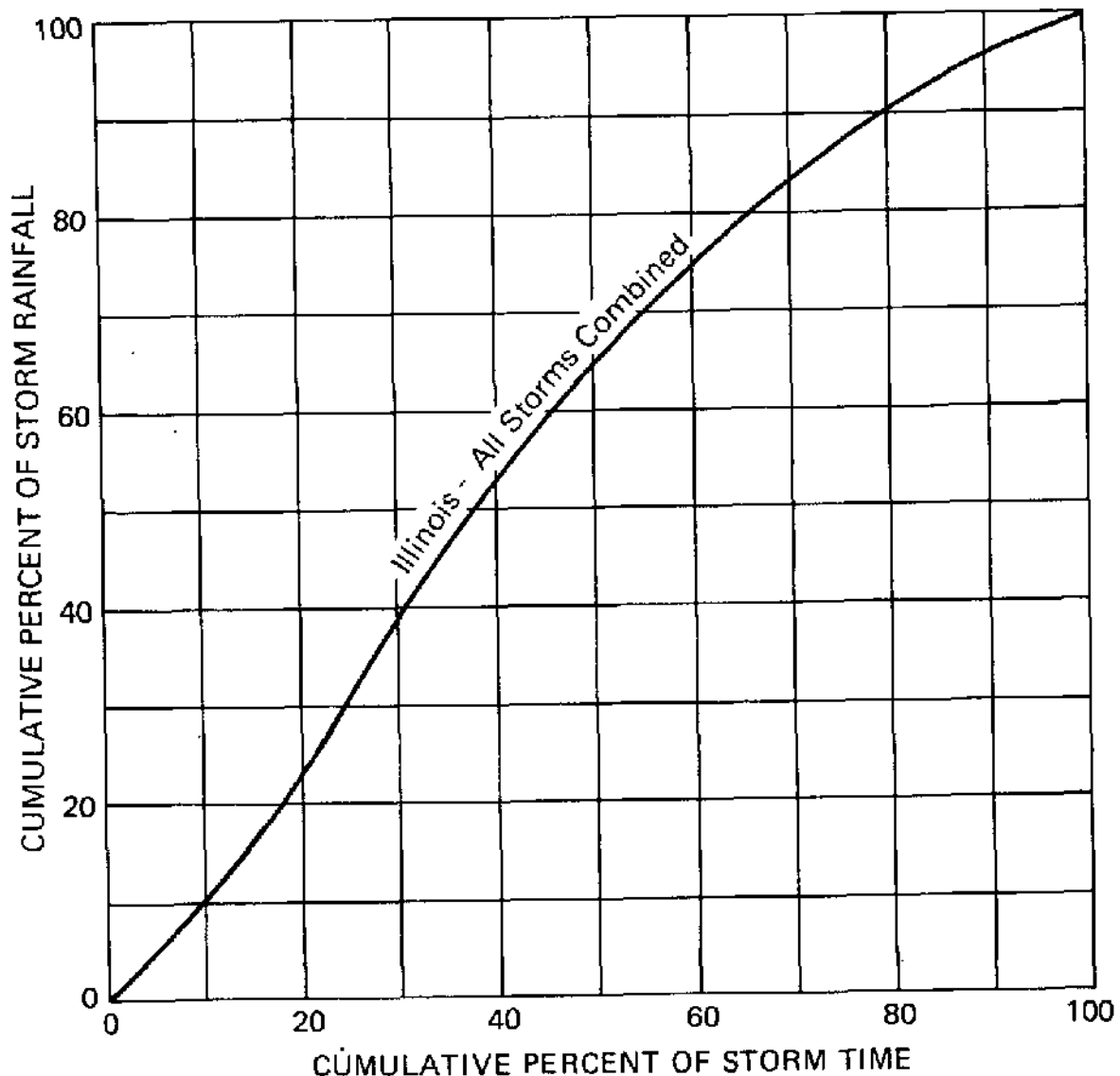


Figura 22.8- Curva mediana de 261 precipitações em Illinois,

Historicamente, Huff em 1967 pesquisou em Illinois durante 12 anos no período de 1955 a 1966 cerca de 261 tempestades numa área que variava de 130km^2 a 1036km^2 . Foram pesquisadas também todas as precipitações acima de 13mm.

Foram estabelecidas 36 curvas de Huff que estão nas Figuras (22.9) a (22.12) onde aparecem os níveis de probabilidade variando de 10% a 90%, sendo a mediana de 50% a mais usada e devido a isto está com linha marcada com traço mais forte.

A interpretação de Huff é que uma curva de 10% no primeiro quartil quer dizer que ela é representativa de 10% de todas as precipitações.

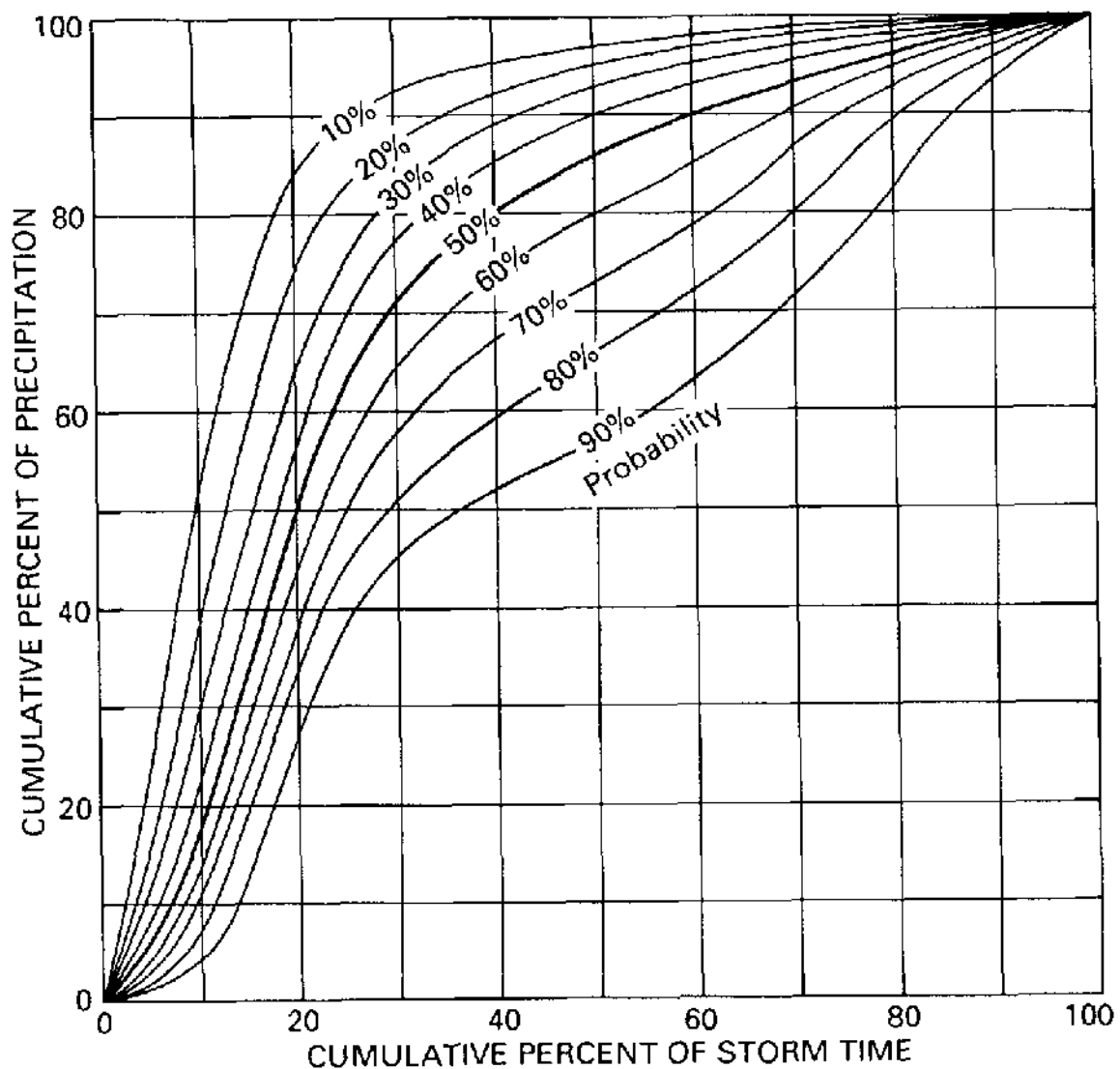


Figura 22.9- Curva de Huff das distribuição das precipitações no primeiro quartil para chuvas de duração menores ou igual a 6h. Fonte: Huff, 1990

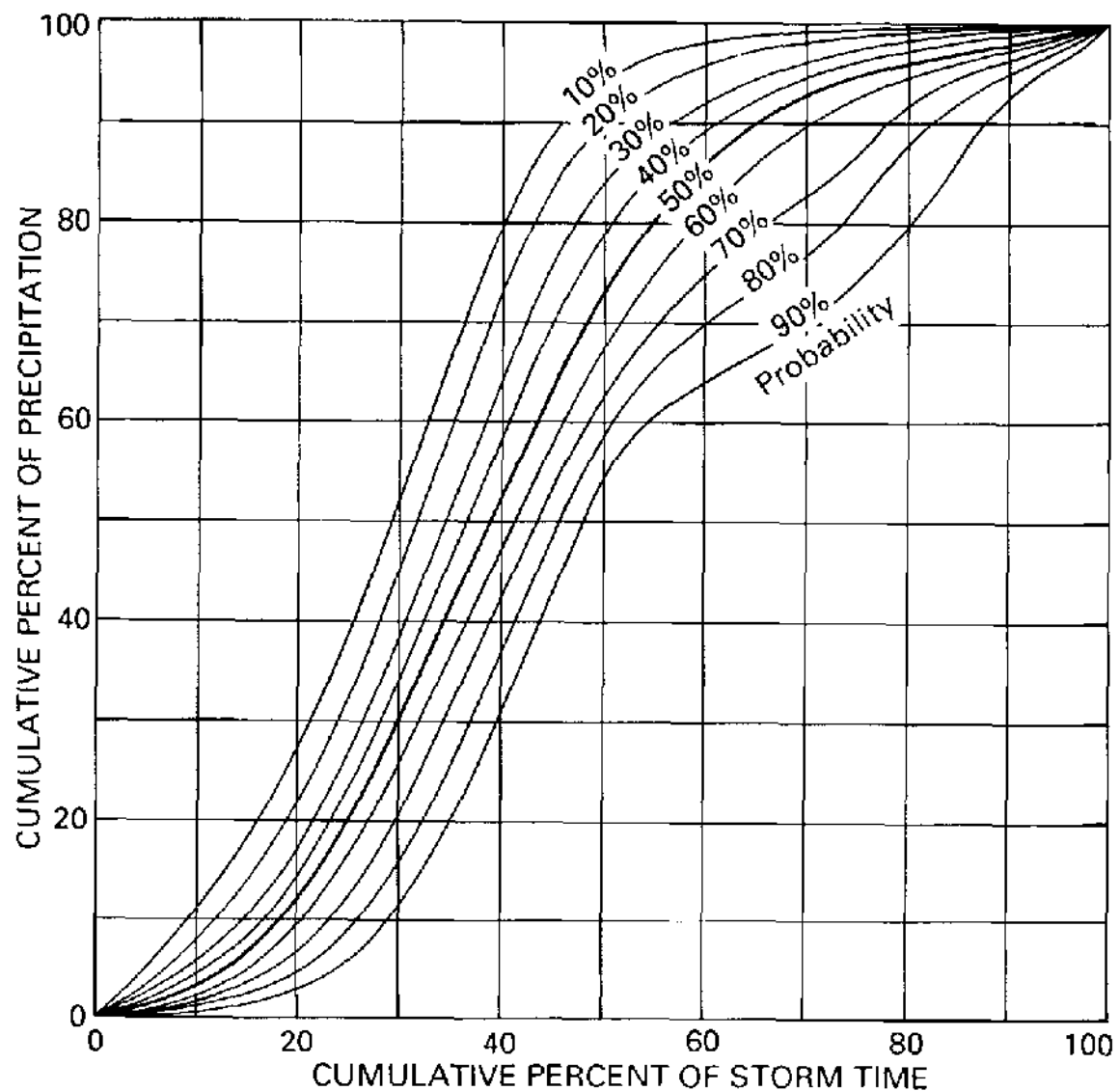


Figura 22.10- Curva de Huff das distribuição das precipitações no segundo quartil para chuvas de duração de 6,1h a 12h. Fonte: Huff, 1990

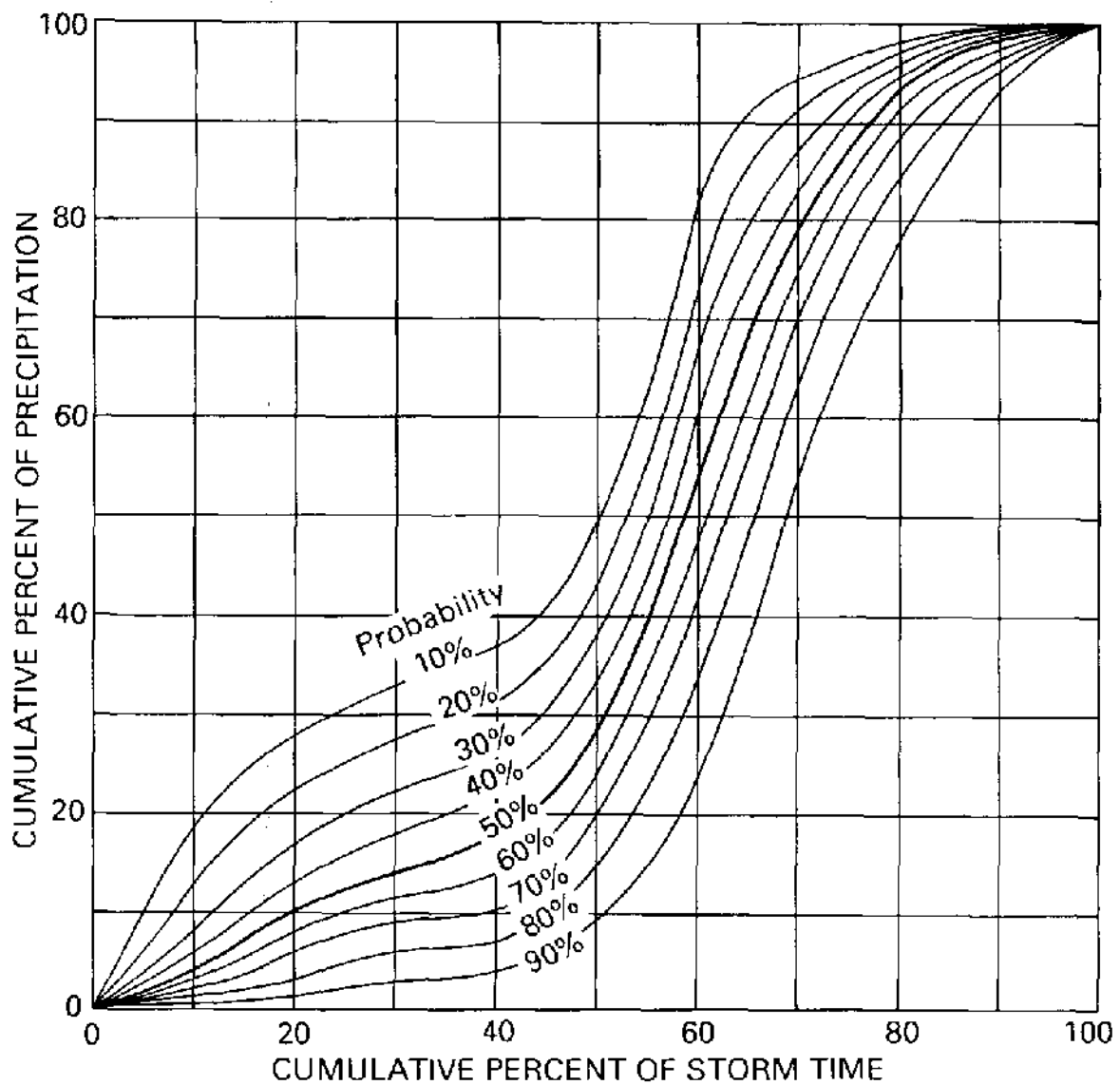


Figura 22.11- Curva de Huff das distribuição das precipitações no terceiro quartil para chuvas de duração de 12,1h a 24h. Fonte: Huff, 1990

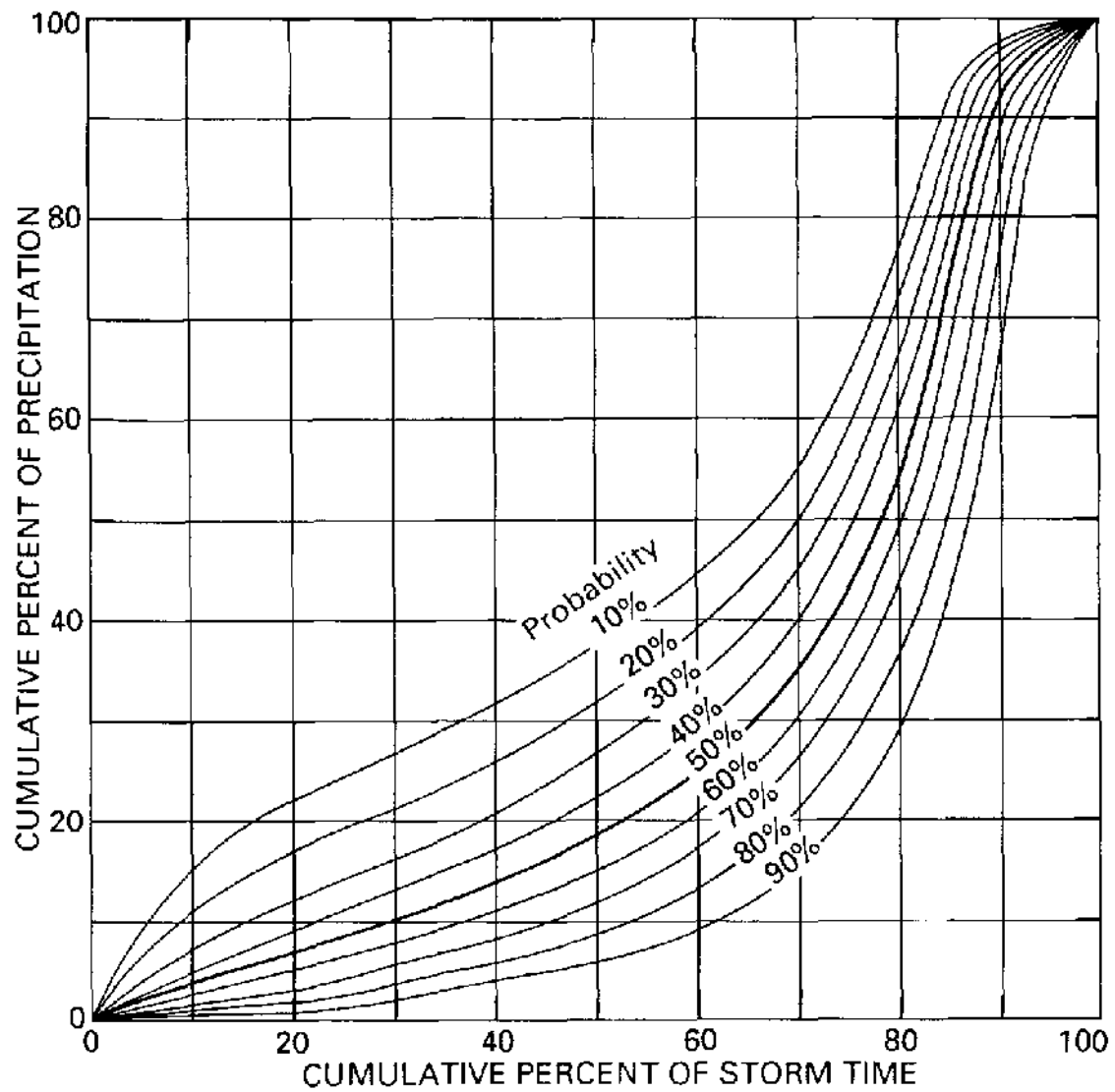


Figura 22.12- Curva de Huff das distribuição das precipitações no terceiro quartil para chuvas de duração maiores que 24h. Fonte: Huff, 1990

Enquanto isto a curva mais usada é aquela de mediana 50% de probabilidade para o primeiro quartil e as outras são esquecidas.

Huff, 1990 em documentos afirmou que o primeiro e segundo quartis fosse usado para áreas menores que 1.037km^2 na região de Illinois nos Estados Unidos.

Huff, 1990 definiu pequenas bacias aquelas menores que 1036km^2 . Para pequenas bacias 37% das precipitações estão no primeiro, 27% no segundo quartil e 21% no terceiro 21% e 15% no quarto quartil.

Na Figura (22.13) temos quatro distribuições de Huff, 1990 sendo recomendado o seguinte:

- primeiro quartil para chuvas menores ou igual a 6h;
- segundo quartil para chuvas de 6,1h a 12h;
- terceiro quartil para chuvas entre 12,1h e 24h e o
- quarto quartil para chuvas maiores que 24h.

Dica: conforme Huff, 1990 pela duração da chuva achamos o quartil que queremos.

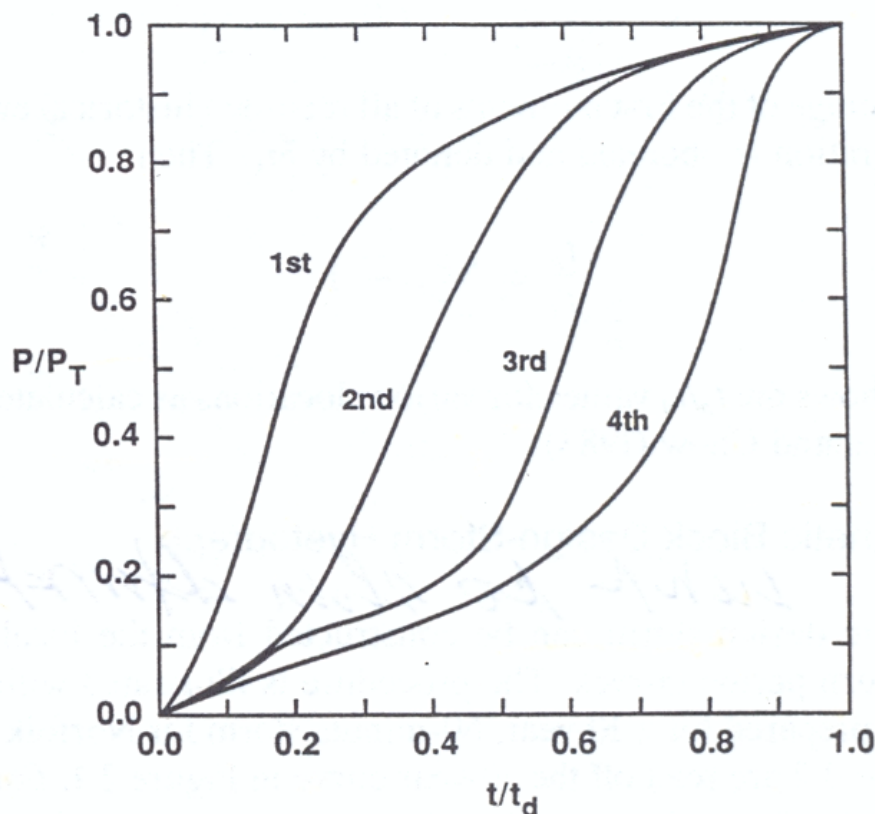


Figura 22.13- Hietograma de Huff no primeiro quartil, segundo quartil, terceiro quartil e quarto quartil. Fonte: Akan

Akan nos mostra que tendo a precipitação, por exemplo, de 2h de 85mm podemos escolher o tipo de curva e calcular ponto a ponto.

Por exemplo, para o primeiro quartil entrando tom $t/t_d = 0,2$, isto é, $t = 0,2 \times 2h = 0,4h$

Achamos na ordenada $0,55 = P / 85mm$

e $P = 85mm \times 0,55 = 47mm$

Conforme Bonta, 2004 as curvas de Huff são usadas nos Estados Unidos em nove estados e segundo o próprio Huff e Angel, 1992 aconselharam tal aplicação. Daí podemos concluir a importância das curvas de Huff.

Ainda segundo Bonta, 2004 vários softwares americanos usam as curvas de Huff, entre eles, *CREAMS*, *Haestad Methods*, *SWMM* e *ILLUDAS*.

Akan e Houghtalen, 2003 citados por Huff, mostram que as curvas de Huff também são usadas na **Europa**.

Segundo Bonta, 2004 **não há nenhuma correspondência** entre as curvas de Huff e as curvas do SCS (Tipo I, IA, II e III).

Conforme Westphal, 2001 as curvas acumuladas adimensionais de Huff para os quartis I, II, III e IV estão na Tabela (22.22).

Tabela 22.22- Curvas acumuladas de Huff para os quartis: I., II. III e IV

% Storm time	% Cumulative storm rain			
	QI	QII	QIII	QIV
0	0	0	0	0
5	16	3	3	2
10	33	8	6	5
15	43	12	9	8
20	52	16	12	10
25	60	22	15	13
30	66	29	19	16
35	71	39	23	19
40	75	51	27	22
45	79	62	32	25
50	82	70	38	28
55	84	76	45	32
60	86	81	57	35
65	88	85	70	39
70	90	88	79	45
75	92	91	85	51
80	94	93	89	59
85	96	95	92	72
90	97	97	95	84
95	98	98	97	92
100	100	100	100	100

22.14 Bibliografia e livros consultados

- BONTA, J.V. *Development and utility of Huff curves for disaggregating precipitation amounts*. American Society of Agricultural Engineers, ano 2004.
- HUFF, FLOYD. *Time distributions of heavy rainstorms in Illinois*, 1990, ISWS/CIR-173/90, State of Illinois, Department of energy and natural resources.
- ,-WESTPHAL, JERONOME A. *Hydrology for drainage system design and analysis*. in Mays, Larry W. *Stormwater collection systems design Handbook*. McGraw-Hill, 2001 ISBN 0-07-135471-9

Capítulo 24

Método Santa Bárbara

“A verdadeira amizade somente existe entre aqueles que desejam aprender, ou para seu prazer ou para ganhar melhor entendimento do mundo”

Marsílio Ficino, Academia Platônica de Florença

SUMÁRIO

Ordem	Assunto
24.1	Introdução
24.2	Conceitos de translação e armazenamento
24.2.1	Translação
24.2.2	Armazenamento
24.3	Obtenção da hidrograma conforme método Santa Bárbara
24.4	Definição da chuva de projeto

19 páginas

Capítulo 24 –Método Santa Bárbara ($A \leq 50\text{km}^2$)

24.1 Introdução

O objetivo do método Santa Bárbara é obter o hidrograma de uma precipitação para uma determinada bacia considerando um local escolhido. No hidrograma teremos a vazão de pico e as vazões em intervalo de tempo o que facilitará o routing do reservatório, caso tenhamos um piscinão.

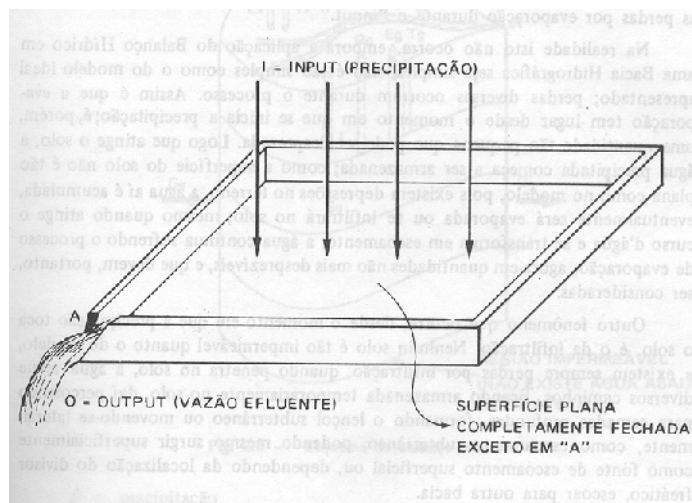


Figura 24.1- Modelo de sistema hidrológico simples

Fonte: Swami Marcondes Villela e Arthur Mattos, 1975 p. 7

Vamos supor uma bacia conforme a Figura (24.1) na qual temos uma precipitação. Se tomarmos o ponto A como seção de controle, poderemos observar o seguinte. No começo da precipitação a vazão é nula.

Com o passar do tempo a vazão no ponto A vai aumentando cada vez mais até chegar a um pico e daí começa a diminuir até atingir a vazão zero novamente. A chuva parou mas a vazão ainda continua até a mesma ficar zero.

Esta curva é a hidrograma ou hidrograma que queremos, conforme Figura (24.2). Teremos a vazão de contribuição da água de chuva na bacia em função do tempo.

A parte da chuva que evapora, que fica presa em forma de poça d'água ou se infiltra no solo, não nos interessa. Interessa somente a chuva que produz as enxurradas, que é chamada de chuva excedente ou runoff.

Na hidrograma da Figura (24.2) vemos que a vazão atinge o pico de $43 \text{ m}^3/\text{s}$ e a 150 min ou seja 2,5h a mesma chega a zero novamente.

A chuva que causou aquele hidrograma varia também com o tempo e chama-se hietograma. Observar empiricamente que quanto mais impermeável for a bacia maior será o pico de vazão na hidrograma da Figura (24.2) e quanto maior for o tamanho da bacia maior também será o pico. No Capítulo 2 temos vários exemplos de hietogramas para a cidade de São Paulo.

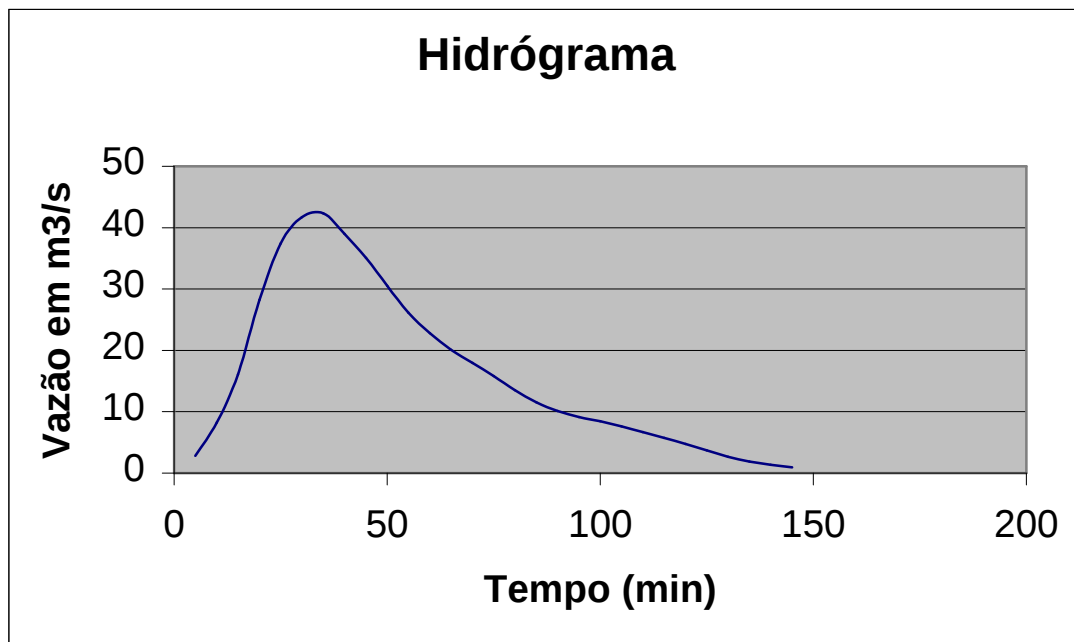


Figura 24.2- Hidrograma da bacia no ponto A

24.2 Conceitos de translação e armazenamento

É muito importante o conceito de translação e armazenamento para o estudo de escoamento em canais, reservatórios e bacias hidrográficas.

24.2.1 Translação

É o movimento da água ao longo dos canais em direção paralela ao fundo. Tempo de translação é, portanto, o tempo que uma partícula de água leva para percorrer uma determinada distância.

Tempo de concentração é o tempo de translação do ponto mais distante da bacia até a seção de controle (Porto,1995 p. 139).

24.2.2 Armazenamento

Pode ser interpretado como o movimento da água na direção perpendicular ao fundo do canal e representa, portanto, a parcela da chuva excedente que fica, temporariamente, retida na bacia e que chegará à seção de controle com certo atraso (Porto,1995 p. 139).

A grande importância do método Santa Bárbara é que considera o efeito do armazenamento.

Outro fator importante do método Santa Bárbara é que leva em conta as áreas de impermeabilização. Isto foi muito bem salientado por Porto,1995, pois a medida que o solo se impermeabiliza, as perdas tornam-se menos sensíveis à infiltração e dependerão mais da parte impermeável da bacia. As tabelas de uso do solo costumam ser muito gerais e imprecisas, enquanto que a estimativa da área impermeabilizada poderá ser feita com maior precisão por meio de fotografias aéreas, por exemplo (Porto,1995 p.163).

24.3 Obtenção do hidrograma conforme método Santa Bárbara

Segundo Akan, 1993 o *Santa Barbara Urban Hydrograph Method* (SBUH) foi primeiramente desenvolvido por James M. Stubchaer funcionário do órgão responsável pelo controle das inundações e conservação da água do Distrito de Santa Bárbara na Califórnia no ano de 1975.

O método foi desenvolvido para ser usado com microcomputador usando planilha Excel da Microsoft, por exemplo, mas pode ser feito manualmente. Foi apresentado pela primeira vez no Simpósio Nacional de Hidrologia Urbana e Controle de Sedimentos feito na Universidade de Kentucky em 1975 (Wanielista, 1997) e em comparação com outros métodos é de fácil aplicação e aparentemente preciso.

O método Santa Bárbara admite que a área impermeável da bacia é diretamente conectada ao sistema de drenagem e que são desprezíveis as perdas de água da chuva que caem na área impermeável ou a chuva excedente que vai pela superfície.

Dica: o método Santa Bárbara é aplicável em áreas urbanas.

Dica: a área máxima a ser aplicado o Metodo Santa Barbara é 50 km².

O método Santa Barbara combina o *runoff* sobre área impermeável e sobre a área permeável para formar o hidrograma. O hidrograma é obtido supondo um reservatório imaginário cujo tempo de espera é o tempo de concentração da bacia.

O *runoff* também é chamado de *chuva excedente* (ou chuva efetiva) que é o volume de água de chuva que se escoará superficialmente pela bacia.

Existem quatro métodos principais para a determinação do *runoff*, ou seja, da *chuva excedente*. Nestes métodos determinamos a parcela da precipitação de chuva que se infiltra no solo quando o mesmo é permeável.

O primeiro é o método do número da curva (CN) adotado pelo *Soil Conservation Service* do Departamento da Agricultura dos Estados Unidos (SCS).

O segundo é método de *Horton* com razão de infiltração variável e específica do local e está explicado no Capítulo 8 deste livro.

O terceiro é o método da infiltração constante e o quarto o método do balanço das massas.

Os mais usados são o método do número da curva CN do SCS e o método de *Horton*.

Dica: deve ser usado o método do número da curva CN do SCS para a área permeável para achar a chuva excedente.

As ordenadas “I” da hidrograma devem ser calculadas com unidades consistentes, para se evitar erros. No caso iremos adotar as unidades do Sistema Internacional (SI).

$$I = [i \cdot d + i_e \cdot (1.0 - d)] \cdot A \quad \text{(Equação 24.1)}$$

Sendo:

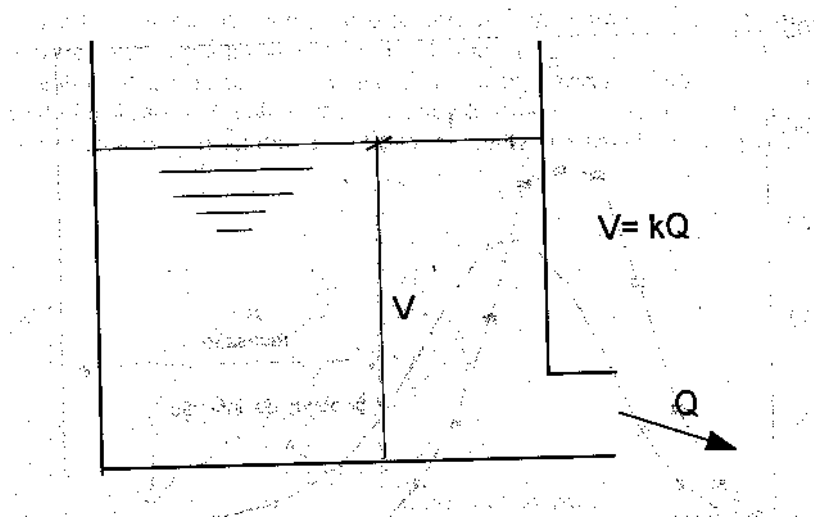
I = entrada para o reservatório imaginário. São as ordenada da hidrograma em m³/s.

i = precipitação total da chuva no intervalo Δt em m/s. Na área impermeabilizada é o runoff;

i_e = escoamento da chuva excedente (runoff) na área permeável no intervalo Δt em m/s;

d= fração da área impermeável em relação a área total;
A= área total de drenagem em m².

O runoff da hidrografa $Q(j)$ da saída do reservatório pode ser obtido usando o método denominado “*routing*” para a hidrografa instantânea $I(j-1)$ e $I(j)$ através do reservatório linear imaginário com a constante de armazenamento usando o tempo de concentração t_c na bacia.



Nesse reservatório o volume V é proporcional a vazão Q elevado ao expoente m .

$$V = k \cdot Q^m$$

O valor de m varia de 0,9 a 1,2. No caso do método Santa Bárbara supomos que $m=1$, isto é, que a função é linear.

$$V = k \cdot Q$$

Em um intervalo de tempo Δt temos:

$$V_2 - V_1 = k \cdot (Q_2 - Q_1)$$

$$\text{Como } V_2 - V_1 = [(I_1 + I_2)/2] \Delta t - [(Q_2 - Q_1)/2] \Delta t$$

Eliminando-se $V_2 - V_1$ e isolando-se Q_2 temos:

$$Q_2 = Q_1 + C \cdot (I_1 + I_2 - 2 \cdot Q_1)$$

$$\text{Sendo } C = \Delta t / (2 \cdot k + \Delta t)$$

Como a nossa hipótese é que $k=t_c$ teremos

$$C = \Delta t / (2 \cdot t_c + \Delta t)$$

Sendo C chamado de coeficiente de retardo e representado normalmente por K_r .

$$K_r = \Delta t / (2 \cdot t_c + \Delta t) \quad \text{(Equação 24.2)}$$

Pode ser escrito o seguinte:

$$Q_{(j)} = Q_{(j-1)} + K_r \cdot (I_{(j-1)} + I_{(j)} - 2 \cdot Q_{(j-1)}) \quad \text{(Equação 24.3)}$$

sendo:

t_c = tempo de concentração em segundos;

Δt = intervalo de tempo em segundos;

K_r = coeficiente de retardo (número adimensional).

24.4 Definição da chuva de projeto

Um dos parâmetros importante é a definição da chuva de projeto. Existem vários métodos e devem ser utilizados de maneira sensata e reconhecer o limite da informação (Urbanas e Staher, 1992 *in* Canholi, 1995).

Existem diversos procedimentos a determinação da chuva de projeto: bloco de tormenta, métodos de Sifalda e Arnell, método de Chicago (Keifer & Chu) e método dos blocos alternados (citado por Zahed & Marcelini), hietograma triangular (Yen & Chow) e método de Pilgrim & Cordery).

Dica: adotei o método do bloco de tormenta para determinação da chuva de projeto.

Vamos adotar o *método do bloco da tormenta padronizada*, escolhendo para a Região Metropolitana de São Paulo (RMSP), a tormenta de 2 de fevereiro de 1983.

O *hietograma*, isto é, a precipitação no tempo é da chuva de 1983 que é coincidente com o hidrograma de Huff com 50% de probabilidade e para o 1º quartil. Este mesmo hietograma com duas horas precipitação foi usado pelo DAEE de São Paulo no estudo Hidrológico do córrego Pirajussara (72km²), córrego dos Meninos (afluente do Rio Tamanduatéi) e no rio Aricanduva.

Para o rio Tietê entre a barragem Edgard de Souza e barragem da Penha foi usada chuva de 24 horas de 02/02/1983 e com a curva de Huff com 50% de probabilidade e 1º quartil.

Exemplo 24.1- Calcular a vazão de pico e a hidrograma usando o método Santa Bárbara de uma área urbana em Guarulhos com área de 1,12km² (112ha) para período de retorno de 50 anos, hietograma de Huff 1º quartil com 50% de probabilidade e equação da chuva de Martinez e Magni, 1999. Os intervalos são de 10min.

Usando uma planta aerofotogramétrica do local foram levantados os seguintes elementos:

Tabela 24.1- Dados obtidos em planta aerofotogramétrica da área local

Trecho	Cota Montante	Cota jusante	Comprimento	Declividade
	(m)	(m)	(m)	(m/m)
1	805	762,9	300	0,14033
2	762,9	758,8	100	0,04100
3	758,8	744,8	295	0,04746
4	744,8	734,5	395	0,02608
5	734,5	734,2	100	0,00300
6	734,2	731,2	80	0,03750
7	731,2	726,6	380	0,01211
			1650m	
			Declividade média =0,047515m/m	

O ponto mais alto está na cota 805m e o mais baixo na cota 726,6m. O comprimento total do talvegue é de 1650m.

Os trechos, as cotas a montante e a jusante bem como os comprimentos e declividades estão na Tabela (24.2). A declividade média do talvegue é 0,047515m/m.

Para o cálculo do tempo de concentração t_c , foram verificados vários métodos, tais como, Califórnia Culverts Practice, Método de Kirpich, Método cinemático, Método da Fórmula SCS Lag- 1975 usando $CN=90$ e foram obtidos os resultados da Tabela (24.2).

Tabela 24.2- Tempo de concentração obtido através de vários métodos

Método para obter o tempo de concentração	Tempo de concentração (minutos)
Tc pelo método Califórnia Culverts Practice=	46,7
Tempo de concentração em minutos por Kirpich=	37,2
Tc pelo método Cinemático=	29,5
Tempo de concentração por Formula SCS Lag 1975=	44,6
Tempo de concentração médio =	39,5min
Tempo de concentração médio =	2370 segundos

Adotamos para o tempo de concentração o valor médio $t_c=39,5\text{min} = 2370\text{segundos}$
Conforme levantamento de campo, a área impermeável calculada estimada é de 61,5% para o horizonte de projeto de 20 anos.

Como trata-se de área de lotes residenciais menores que 500m^2 e sendo o solo tipo C conforme outros levantamentos já efetuados na região, verificando-se no Capítulo 7 deste livro a Tabela (7.4) encontramos o valor $CN=90$, o qual será adotado.

Procederemos o cálculo do método Santa Bárbara conforme Akan,1993- *The Santa Barbara Urban Hydrograph Method*, p. 103 que usaremos como modelo.

Valor de Δt

Sendo a chuva de 2h e com 12 intervalos o valor de Δt será igual a 600s.

$$\Delta t = 2 \text{ h}/12 = 0,16666\text{h}=600\text{s}= 10\text{min}$$

Segundo Larry Mays temos: $t_c/5 \leq \Delta t \leq t_c/3$

Valor do coeficiente de retardo K_r

Conforme Equação (24.2)

$$K_r = \Delta t / (2 \cdot t_c + \Delta t)$$

O valor de K_r usando unidades coerentes, por exemplo, tudo segundos ou tudo hora. No caso usaremos segundos.

$$K_r = 600 / (2 \times 2370 + 600) = 0,11235955$$

Vamos explicar em detalhes como se constrói a Tabela (24.3) com 15 colunas.

Coluna 1:

Trata-se da ordem de 1 até 12.

Coluna 2:

Contagem de tempo até 10min na primeira linha, de 10min a 20min na segunda linha e assim por diante, até 120min ou seja as 2h de chuva que admitimos.

Coluna 3:

Nesta coluna o tempo está em horas.

Coluna 4:

Conforme foi verificado pelo Departamento de Água e Energia Elétrica (DAEE) do Estado de São Paulo, a chuva de 2 de fevereiro de 1983 praticamente coincide com o hietograma de chuva de Huff para o primeiro quartil e com 50% de probabilidade. Daí usarmos na Região Metropolitana de São Paulo a chamada chuva de Huff 1Q 50% P. No caso temos a fração da chuva devendo o total ser igual a 1 (um).

Coluna 5:

Considerando a Equação da Chuva de São Paulo elaborada por Martinez e Magni, 1999 e usando período de retorno de 50anos, achamos no Capítulo 2 a precipitação total de 94,6mm. Todos os valores da coluna 5 são obtidos da multiplicação de 94,6mm pela fração da chuva de Huff da coluna 4.

Assim multiplicando $0,132 \times 94,6\text{mm} = 12,4\text{mm}$ e assim por diante.

Coluna 6:

Na coluna 6 estão a precipitação acumulada. Repete-se a primeira linha 12,5mm e soma-se esta a linha 2 da coluna 5 da seguinte maneira:

$$12,5\text{mm} + 25,9\text{mm} = 38,4\text{mm}$$

Assim obteremos toda a coluna 6, sendo que na linha de ordem 12 teremos que ter o total de 94,6mm para conferir.

Coluna 7:

Na coluna 7 vamos calcular a chuva excedente pelo método do número da curva CN do SCS.

O valor de CN =90 é dado fornecido pelo problema e deve-se somente a área permeável. Temos que obter o valor do potencial máximo de retenção após começar o runoff, ou seja, o valor S em milímetros conforme Equação (7.6).

$$\text{O valor de } S = 25400 / (CN - 254) = 28,22\text{mm}$$

A abstração inicial Ia em milímetros será conforme Equação (7.4)

$$I_a = 0,2 \cdot S = 0,2 \times 28,22 = 5,64\text{mm}$$

Temos que usamos a equação para calcular o valor da chuva excedente Q.

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

A equação da chuva excedente Q só é válida quando $P > 0,2 S$ ou seja $P > 5,64\text{mm}$.

Vamos montar a equação de Q, calculando o valor de $0,8S = 0,8 \times 28,22 = 22,58\text{mm}$
Teremos então:

$$Q = \frac{(P - 5,64)^2}{(P + 22,58)} \quad (\text{Equação 24.4})$$

A Equação (24.4) é que será usada para se obter a coluna 7 juntamente com a restrição de que P deverá ser maior que 5,64mm ou seja $P > 5,64\text{mm}$. Caso o P seja menor que 5,64mm então o valor de Q será 0, ou seja: Se $P < 5,64\text{mm}$ então $Q = 0$.

Isto é feito em planilha Excel usando a função SE.

$$= \text{SE} (\text{Coluna 5} > 5,64; [(\text{coluna 5} - 5,64)^2 / (\text{coluna 5} + 22,58)] ; 0)$$

Para a primeira linha o valor de P da coluna 5 é 12,5mm, isto é, $P = 12,5\text{mm}$.

O valor de $P = 12,5\text{mm}$ é maior que 5,64mm, isto é, $P > 5,64\text{mm}$. Então se aplica a Equação (24.4) e fazendo-se a substituição teremos:

$$Q = \frac{(12,5 - 5,64)^2}{(12,5 + 22,58)} = 1,34$$

Desta maneira iremos obter toda a coluna 7 relativa a chuva excedente, sempre substituindo o valor de P corresponde a linha e na coluna 5.

A chuva excedente total é de 67,5mm. Esta chuva é que provocará o escoamento superficial, ou seja, o runoff.

Coluna 8

Como a coluna 7 obtida está a chuva excedente acumulada, para se obter a chuva excedente por faixa basta subtrair uma linha da frente pela anterior, repetindo-se a primeira linha. Para conferir a somatória deve ser de 67,5mm.

Coluna 9

A coluna 9 é a infiltração no solo. É calculada somente para sabermos quanto foi infiltrado no solo. É calculada pela diferença entre o precipitado por faixa na coluna 5 com a chuva excedente por faixa da coluna 8. Assim a infiltração na primeira linha da coluna 9 será : $12,5\text{mm} - 1,3\text{mm} = 11,2\text{mm}$.

A soma da infiltração da coluna 9 é de 27,1mm e somando-se a infiltração com a chuva excedente de 67,5mm tem que dar o total da chuva de 94,6mm. Notar que não foi considerada a evaporação, o que é usual para os problemas de drenagem.

Coluna 10

Um dos truques do método Santa Bárbara é a separação do escoamento superficial, sendo um sobre superfície impermeabilizada e outra sobre superfície permeável.

Assim na coluna 10 vamos calcular a velocidade de escoamento em milímetros por hora na região impermeabilizada. Assim cada linha da coluna 10 é obtida dividindo-se a precipitação por faixa pelo intervalo de tempo. No caso o intervalo de tempo deverá ser em horas, para se obter mm/h.

Na primeira linha da coluna 10 teremos: $12,5\text{mm} / 0,1666 = 74,9\text{mm/h}$.

Coluna 11

A coluna 11 é obtida usando o mesmo raciocínio da coluna 10, só que desta vez devemos tomar a chuva excedente, isto é, aquela que escorre, pois a outra parte da chuva foi infiltrada. Assim na primeira linha da coluna 8 achamos 1,34mm que deverá ser dividido pelo intervalo de tempo em horas que é 0,1666h. Teremos:
 $1,34\text{mm} / 0,1666\text{h} = 8,0\text{mm/h}$ e assim por diante.

Coluna 12

Tendo-se os valores do runoff na área impermeabilizada i e da área permeável i_e e usando a Equação (24.1), como possuímos os valores da área da bacia de drenagem A e da fração impermeável d , obtemos facilmente todos os valores das coordenadas da hidrograma para o reservatório imaginário.

$$I = [i \cdot d + i_e \cdot (1.0 - d)] \cdot A$$

Substituindo-se a fração da área impermeabilizada de 0,615 e área da bacia de drenagem 112ha e convertendo em metros quadrados, teremos:

$$I = [i \cdot 0,615 + i_e \cdot (1.0 - 0,615)] \cdot 112\text{ha} \times 10.000\text{m}^2$$

O valor de I obtido é em m^3/s é dependente dos valores da velocidade de escoamento superficial na área impermeável “ i ” e na área permeável “ i_e ”.

Para a primeira linha temos $i = 74,9\text{mm/h}$ e $i_e = 8,0\text{mm/h}$ sendo que não esquecendo de transformar as unidades de milímetros em metros e hora em segundos.

$$I = [74,9 / (1000 \times 3600) \cdot 0,615 + 8,0 / (1000 \times 3600) \cdot (1.0 - 0,615)] \cdot 1120000 = 15,29\text{m}^3/\text{s}$$

Desta maneira obtemos o valor de $15,29\text{m}^3/\text{s}$ que o valor de I para a primeira linha da coluna 12.

Coluna 13

A coluna 13 é a soma acumulada de duas linhas da coluna 12. Assim para a primeira linha da coluna 13 repete-se o valor de $15,29\text{m}^3/\text{s}$ da coluna 24. Para as demais linhas soma-se a linha anterior mais a atual ou seja $15,29\text{m}^3/\text{s} + 41,45\text{m}^3/\text{s}$ obtendo-se $56,74\text{m}^3/\text{s}$ e assim por diante.

Coluna 14

A coluna 14 é a aplicação da Equação (24.2)

$$Q_j = Q_{(j-1)} + K_r \cdot [I_{(j-1)} + I_{(j)} - 2 \cdot Q_{(j-1)}]$$

Temos o valor de $K_r =$

Conforme Equação (24.2)

$$K_r = \Delta t / (2 \cdot t_c + \Delta t)$$

O valor de K_r usando unidades coerentes, por exemplo, tudo segundos ou tudo hora. No caso usaremos segundos.

$$K_r = 600 / (2 \times 2370 + 600) = 0,11235955$$

Na Equação (24.2) temos o valor de K_r e os valores de $I_{(j-1)} + I_{(j)}$. Temos uma equação e duas incógnitas, mas uma incógnita será sempre a vazão anterior.

Supondo primeiramente que a vazão da primeira linha da coluna 14 seja zero, isto é, $Q(j-1)=0$.

Substituindo teremos:

$$Q_j = 0 + 0,11235955 \cdot [15,29 - 2 \cdot 0] = 1,72 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para a segunda linha da coluna 14 temos:

$$Q_j = 1,72 + 0,11235955 \cdot [56,74 - 2 \cdot 1,72] = 7,71 \text{ m}^3/\text{s}$$

E assim por diante.

Coluna 15

É o hidrograma que queremos. Na primeira linha da coluna 15 é a segunda linha da coluna 14 e assim por diante.

Poderemos continuar os cálculos até atingirmos na coluna 15 o valor de $Q(j)$ igual zero.

Obtemos a vazão de pico usando o método Santa Bárbara de $17,32 \text{ m}^3/\text{s}$ que ocorre a 40min do início da chuva, conforme se pode ver na linha de ordem 4.

Em se tratando de problema real, a vazão base é $0,83 \text{ m}^3/\text{s}$ e que somada a vazão de pico de $17,32 \text{ m}^3/\text{s}$ nos dará a vazão de projeto de $18,15 \text{ m}^3/\text{s}$.

Tabela 24.3- Hidrograma de bacia urbana em Guarulhos usando o método Santa Bárbara para intervalo de 10min e período de retorno de 50anos

Coluna 1	Coluna 2	Coluna 3	Coluna 4	Coluna 5	Coluna 6	Coluna 7	Coluna 8	Coluna 9	Coluna 10	Coluna 11	Coluna 12	Coluna 13	Coluna 14	Coluna 15
Ordem	Tempo	Tempo	HUFF 1. Q 50% P	Precip. Total P	Prec. Acum. P acum.	Chuva exc. acum. Q acum.	Chuva exc. por faixa Q	Infilt. f	Area imperme. i	Area perm. ie	I	I(1) + I(2)	Q(1)	Q(2)
	min	h	(%)	mm	mm	mm	mm	mm	mm/h	mm/h	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
1	10	0,17	0,132	12,5	12,5	1,34	1,34	11,2	74,9	8,0	15,29	15,29	0,00	1,72
2	20	0,33	0,274	25,9	38,4	17,6	16,3	9,7	155,5	97,6	41,45	56,74	1,72	7,71
3	30	0,50	0,208	19,7	58,1	34,1	16,5	3,2	118,1	98,9	34,44	75,89	7,71	14,50
4	40	0,67	0,116	11,0	69,1	43,9	9,8	1,2	65,8	58,7	19,63	54,07	14,50	17,32
5	50	0,83	0,071	6,7	75,8	50,0	6,1	0,6	40,3	36,7	12,11	31,75	17,32	16,99
6	60	1,00	0,053	5,0	80,8	54,6	4,6	0,4	30,1	27,7	9,08	21,19	16,99	15,56
7	70	1,17	0,046	4,4	85,1	58,7	4,0	0,3	26,1	24,2	7,90	16,98	15,56	13,97
8	80	1,33	0,028	2,6	87,8	61,1	2,5	0,2	15,9	14,8	4,82	12,72	13,97	12,26
9	90	1,50	0,024	2,3	90,1	63,3	2,1	0,1	13,6	12,7	4,13	8,95	12,26	10,51
10	100	1,67	0,024	2,3	92,3	65,4	2,1	0,1	13,6	12,8	4,14	8,27	10,51	9,08
11	110	1,83	0,016	1,5	93,8	66,8	1,4	0,1	9,1	8,5	2,76	6,90	9,08	7,81
12	120	2,00	0,008	0,8	94,6	67,5	0,7	0,0	4,5	4,3	1,38	4,14	7,81	6,52
			1,000	94,6			67,5	27,1						
			Soma	Precip. Total			Chuva exc.	Infiltração						

Fonte: Akan,1993- The Santa Barbara Urban Hydrograph Method, p. 103.

Exemplo 24.2- Aplicação do método Santa Bárbara para construção do hidrograma de área urbana em São Paulo –capital.

Local: piscinão do Pacaembu

Área da bacia = $A = 2,22 \text{ km}^2 = 222 \text{ ha} = 2,22 \times 1000 \times 1000 = 2.220.000 \text{ m}^2$

Tempo de concentração = $t_c = 0,25 \text{ h} = 15 \text{ min} = 15 \text{ min} \times 60 \text{ s} = 900 \text{ s}$

Fração impermeável = $d = 0,55$

Intervalos do hidrograma adotado: 48

Duração da chuva adotada = 2 horas

Intervalo em tempo do hidrograma = $48/2 \text{ h} = 0,04166 \text{ h} = 150 \text{ s}$

Precipitação de 2 horas escolhida para $T_r = 25 \text{ anos} = 85,1 \text{ mm}$ (Martinez e Magni, 1999)

Número da curva CN = 87

Na Tabela (24.4) temos 15 colunas. Vamos supor que as colunas 1 a 9 já foram calculadas e são dados do problema.

Queremos achar o hidrograma ou a hidrografia ou seja as vazões em m^3/s (coluna 15) em função do tempo.

Primeiramente vamos calcular o valor de K_r ou seja o número adimensional do coeficiente de retardo usando a Equação (24.3):

$$K_r = \Delta t / (2 \cdot t_c + \Delta t)$$

t_c = tempo de concentração em segundos = 900s;

Δt = intervalo de tempo em segundos = 150s;

$$K_r = 150 / (2 \times 900 + 150) = 0,076979878$$

Para calcular a Equação (24.1) temos que achar os valores do runoff na parte da área impermeabilizada que será a precipitação desprezando-se as perdas (**i**) e a parte do runoff da área permeável. Na área permeável uma parte da chuva se infiltra e não nos interessa no caso e outra parte faz parte do escoamento superficial, isto é, do runoff (**ie**).

Para se obter o valor de **i** referente a precipitação, divide-se o valor da coluna 6 e divide-se pelo intervalo de tempo de 0,04166h. Assim teremos para a linha de ordem 1 o seguinte:

$$2,6 / 0,04166 \text{ h} = 61,3 \text{ mm/h}$$

Na área permeável divide-se a coluna 8 dividir pelo intervalo de tempo de 0,04166h obtendo o seguinte:

$$0 / 0,04166 \text{ h} = 0 \text{ mm/h}$$

Tendo-se os valores do runoff na área impermeabilizada **i** e da área permeável **ie** e usando a Equação (24.1), como possuímos os valores da área da bacia de drenagem **A** e da fração impermeável **d**, obtemos facilmente todos os valores das coordenadas da hidrografia para o reservatório imaginário.

$$I = [i \cdot d + i_e \cdot (1.0 - d)] \cdot A$$

$$I = [i \cdot 0,55 + i_e \cdot (1.0 - 0,55)] \cdot 2220000$$

O valor de **I** obtido é em m^3/s .

Vamos agora aplicar a Equação (24.2)

$$Q_j = Q_{(j-1)} + K_r \cdot [I_{(j-1)} + I_{(j)} - 2 \cdot Q_{(j-1)}]$$

que irá calcular os valores de saída **Q_j** do reservatório imaginário da coluna 10.

Primeiramente calculemos a coluna 13. Observando a linha de ordem 4 vemos que o valor 43,53 é a soma de $I_{(j-1)} + I_{(j)} = 25,0 + 27,0,85=52,0$.

Calculemos a coluna 14 e a coluna 15.

Na coluna 14 o valor de $Q_{(j-1)}$ na linha de ordem 1 é zero.

Na Equação (24.2) temos o valor de $Q_{(j-1)} = 0$ e $I_{(j-1)} + I_{(j)}$ e o valor de $K_r=0,076979878$ já calculado.

$$Q_j = Q_{(j-1)} + K_r \cdot [I_{(j-1)} + I_{(j)} - 2 \cdot Q_{(j-1)}]$$

Fazendo-se as substituições temos:

$$Q_j = 0 + 0,0776979 \times [20,78 - 1 \times 0] = 1,60 \text{ m}^3/\text{s}$$

Na coluna 14 considerando a linha de ordem 2 o valor de $Q_{(j-1)}$ será $1,60 \text{ m}^3/\text{s}$. Calculemos o valor de Q_j . Substituindo na Equação (24.2) achamos o valor $Q_j = 4,55 \text{ m}^3/\text{s}$ e assim por diante, conforme mostra a Tabela (24.4).

A coluna 15 é o hidrograma que queremos. O pico do hidrograma é de $47,33 \text{ m}^3/\text{s}$ e consta da linha de ordem 13 e acontece 0,54 horas = 32,5 minutos

Tabela 24.4- Hidrograma da bacia do Pacaembu –SP usando o método Santa Bárbara

Coluna 1	Coluna 2	Coluna 3	Coluna 4	Coluna 5	Coluna 6	Coluna 7	Coluna 8	Coluna 9	Coluna 10	Coluna 11	Coluna 12	Coluna 13	Coluna 14	Coluna 15
			HUFF 1. Q	Precip. Total	Prec. Acum.	Chuva exc. acum.	Chuva exc. por faixa	Infiltraçã o	Area imperme. i	Area permeável ie	I	I(1)+I(2)	Q(1)	Q(2)
Ordem	Tempo	Tempo	50% P	P	P acum.	Q acum.	Q	f	mm/h	mm/h	m³/s	m³/s	m³/s	m³/s
	min	h	(%)	mm	mm	mm	mm	mm						
1	2,5	0,04	0,030	2,6	2,6	0,0	0,0	2,6	61,3	0,0	20,78	20,78	0,00	1,60
2	5,0	0,08	0,030	2,6	5,1	0,0	0,0	2,6	61,3	0,0	20,78	41,56	1,60	4,55
3	7,5	0,13	0,036	3,1	8,2	0,0	0,0	3,1	73,5	0,2	25,00	45,78	4,55	7,37
4	10,0	0,17	0,036	3,1	11,2	0,3	0,3	2,8	73,5	7,4	27,00	52,00	7,37	10,24
5	12,5	0,21	0,061	5,2	16,4	1,7	1,3	3,8	124,6	32,4	51,24	78,24	10,24	14,68
6	15,0	0,25	0,061	5,2	21,6	3,8	2,1	3,1	124,6	50,8	56,35	107,59	14,68	20,70
7	17,5	0,29	0,076	6,5	28,1	7,2	3,4	3,1	155,2	81,6	75,30	131,65	20,70	27,64
8	20,0	0,33	0,076	6,5	34,6	11,2	4,0	2,5	155,2	96,3	79,37	154,66	27,64	35,29
9	22,5	0,38	0,052	4,4	39,0	14,2	3,0	1,4	106,2	72,2	56,06	135,43	35,29	40,27
10	25,0	0,42	0,052	4,4	43,4	17,4	3,2	1,2	106,2	76,3	57,19	113,25	40,27	42,79
11	27,5	0,46	0,052	4,4	47,8	20,7	3,3	1,1	106,2	79,7	58,13	115,32	42,79	45,08
12	30,0	0,50	0,052	4,4	52,3	24,1	3,4	1,0	106,2	82,5	58,92	117,05	45,08	47,15
13	32,5	0,54	0,033	2,8	55,1	26,4	2,2	0,6	67,4	53,6	37,75	96,67	47,15	47,33
14	35,0	0,58	0,032	2,7	57,8	28,6	2,2	0,5	65,4	52,9	36,83	74,58	47,33	45,78
15	37,5	0,63	0,026	2,2	60,0	30,4	1,8	0,4	53,1	43,5	30,08	66,92	45,78	43,89
16	40,0	0,67	0,025	2,1	62,1	32,2	1,8	0,4	51,1	42,3	29,04	59,13	43,89	41,68
17	42,5	0,71	0,022	1,9	64,0	33,7	1,6	0,3	44,9	37,5	25,65	54,69	41,68	39,48
18	45,0	0,75	0,021	1,8	65,8	35,2	1,5	0,3	42,9	36,1	24,56	50,21	39,48	37,27
19	47,5	0,79	0,014	1,2	67,0	36,2	1,0	0,2	28,6	24,2	16,41	40,97	37,27	34,69
20	50,0	0,83	0,014	1,2	68,2	37,2	1,0	0,2	28,6	24,3	16,44	32,85	34,69	31,88
21	52,5	0,88	0,014	1,2	69,4	38,3	1,0	0,2	28,6	24,4	16,47	32,91	31,88	29,50
22	55,0	0,92	0,014	1,2	70,5	39,3	1,0	0,2	28,6	24,5	16,50	32,97	29,50	27,50
23	57,5	0,96	0,013	1,1	71,7	40,2	1,0	0,2	26,6	22,8	15,34	31,84	27,50	25,72
24	60,0	1,00	0,012	1,0	72,7	41,1	0,9	0,1	24,5	21,2	14,18	29,52	25,72	24,03
25	62,5	1,04	0,012	1,0	73,7	42,0	0,9	0,1	24,5	21,2	14,20	28,38	24,03	22,52
26	65,0	1,08	0,012	1,0	74,7	42,9	0,9	0,1	24,5	21,3	14,22	28,42	22,52	21,24
27	67,5	1,13	0,011	0,9	75,7	43,7	0,8	0,1	22,5	19,6	13,05	27,27	21,24	20,07
28	70,0	1,17	0,011	0,9	76,6	44,5	0,8	0,1	22,5	19,6	13,06	26,11	20,07	18,99
29	72,5	1,21	0,008	0,7	77,3	45,1	0,6	0,1	16,3	14,3	9,51	22,57	18,99	17,81
30	75,0	1,25	0,008	0,7	78,0	45,7	0,6	0,1	16,3	14,3	9,52	19,02	17,81	16,53

31	77,5	1,29	0,006	0,5	78,5	46,2	0,4	0,1	12,3	10,8	7,14	16,66	16,53	15,27
32	80,0	1,33	0,006	0,5	79,0	46,6	0,4	0,1	12,3	10,8	7,15	14,29	15,27	14,02
33	82,5	1,38	0,006	0,5	79,5	47,1	0,4	0,1	12,3	10,8	7,15	14,29	14,02	12,96
34	85,0	1,42	0,006	0,5	80,0	47,5	0,4	0,1	12,3	10,8	7,15	14,30	12,96	12,07
35	87,5	1,46	0,006	0,5	80,5	48,0	0,5	0,1	12,3	10,8	7,16	14,31	12,07	11,31
36	90,0	1,50	0,006	0,5	81,0	48,4	0,5	0,1	12,3	10,8	7,16	14,32	11,31	10,67
37	92,5	1,54	0,006	0,5	81,5	48,9	0,5	0,1	12,3	10,8	7,16	14,32	10,67	10,13
38	95,0	1,58	0,006	0,5	82,0	49,3	0,5	0,1	12,3	10,9	7,17	14,33	10,13	9,68
39	97,5	1,63	0,006	0,5	82,5	49,8	0,5	0,1	12,3	10,9	7,17	14,34	9,68	9,29
40	100,0	1,67	0,006	0,5	83,1	50,2	0,5	0,1	12,3	10,9	7,17	14,35	9,29	8,96
41	102,5	1,71	0,004	0,3	83,4	50,5	0,3	0,0	8,2	7,3	4,78	11,96	8,96	8,51
42	105,0	1,75	0,004	0,3	83,7	50,8	0,3	0,0	8,2	7,3	4,79	9,57	8,51	7,93
43	107,5	1,79	0,004	0,3	84,1	51,1	0,3	0,0	8,2	7,3	4,79	9,57	7,93	7,45
44	110,0	1,83	0,004	0,3	84,4	51,4	0,3	0,0	8,2	7,3	4,79	9,58	7,45	7,04
45	112,5	1,88	0,002	0,2	84,6	51,6	0,2	0,0	4,1	3,6	2,40	7,18	7,04	6,51
46	115,0	1,92	0,002	0,2	84,8	51,7	0,2	0,0	4,1	3,6	2,40	4,79	6,51	5,88
47	117,5	1,96	0,002	0,2	84,9	51,9	0,2	0,0	4,1	3,6	2,40	4,79	5,88	5,34
48	120,0	2,00	0,002	0,2	85,1	52,0	0,0	0,2	4,1	0,0	1,39	3,78	5,34	4,81
			1,000	85,1			51,9	33,2						
							Chuva exc.	Infiltração						

Fonte: Akan,1993- The Santa Barbara Urban Hydrograph Method, p. 103.

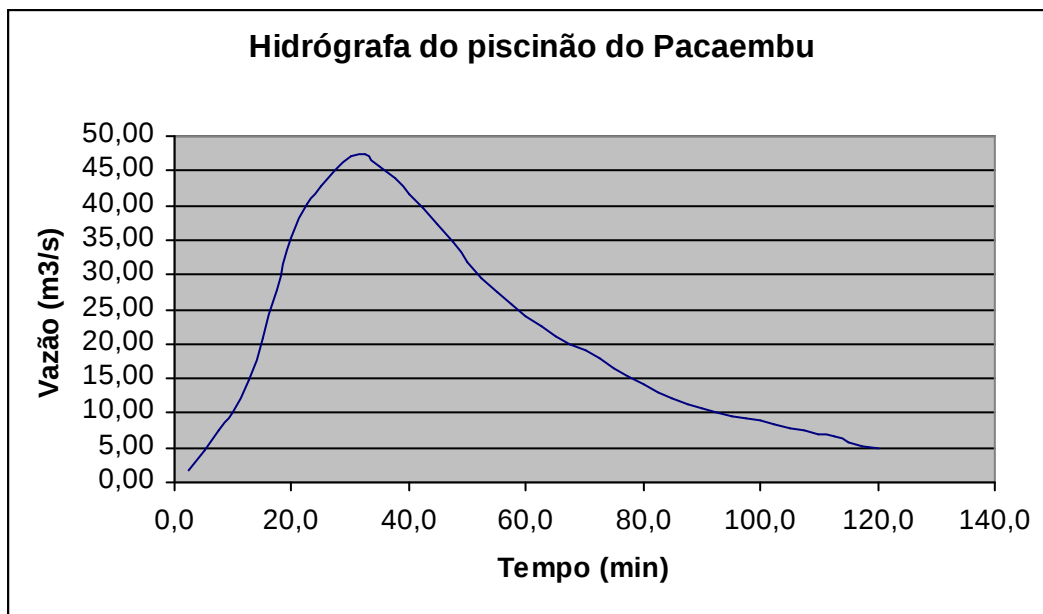


Figura 24.2- Hidrograma da bacia do Pacaembu para chuvas de 2horas escolhido por Canholi,1995

Exemplo 24.3- Caso real. Calcular a vazão de pico e a hidrografa usando o método Santa Bárbara de uma área urbana em Guarulhos com área de $1,12\text{km}^2$ (112ha) para período de retorno de 50 anos, hietograma de Huff 1º quartil com 50% de probabilidade e equação da chuva de Martinez e Magni, 1999. Os intervalos são de 2,5min.

A diferença entre o Exemplo (24.3) e o Exemplo (24.1) é o intervalo de tempo. No primeiro exercício foi usado intervalo de 10min e agora vamos usar intervalo menor de 2,5min.

O resultando da vazão de pico será de $17,65\text{m}^3/\text{s}$ o que é um pouco maior que os $17,32\text{m}^3/\text{s}$ obtidos com o intervalo de 10min. Usando-se microcomputador o mais prático é usar o intervalo menor. Na Tabela (24.5) está a planilha de aplicação do método Santa Bárbara para o intervalo de tempo de 2,5min.

Tabela 24.5- Hidrograma da bacia urbana de Guarulhos de área perto da balança da rodovia Ayrton Sena usando o método Santa Bárbara para intervalo de 2,5min e período de retorno de 50anos

Coluna 1	Coluna 2	Coluna 3	Coluna 4	Coluna 5	Coluna 6	Coluna 7	Coluna 8	Coluna 9	Coluna 10	Coluna 11	Coluna 12	Coluna 13	Coluna 14	Coluna 15
Ordem	Tempo		HUFF 1. Q 50% P	Precip. Total P	Prec. Acum. P acum.	Chuva exc. acum. Q acum.	Chuva exc. por faixa Q	Infiltração f	Area impermeável i	Area permeável ie	I	I(1)+I(2)	Q(1)	Hidrograma Q(2)
	min	h	(%)	mm	mm	mm	mm	mm	mm/h	mm/h	m³/s	m³/s	m³/s	m³/s
1	2,5	0,04	0,030	2,8	2,8	0,0	0,0	2,8	68,1	0,0	13,03	13,03	0,00	0,40
2	5,0	0,08	0,030	2,8	5,7	0,0	0,0	2,8	68,1	0,0	13,03	26,06	0,40	1,17
3	7,5	0,13	0,036	3,4	9,1	0,4	0,4	3,0	81,7	9,0	16,71	29,74	1,17	2,02
4	10,0	0,17	0,036	3,4	12,5	1,3	1,0	2,4	81,7	23,1	18,40	35,12	2,02	2,97
5	12,5	0,21	0,061	5,8	18,3	3,9	2,6	3,2	138,5	61,5	33,86	52,26	2,97	4,39
6	15,0	0,25	0,061	5,8	24,0	7,3	3,4	2,4	138,5	80,5	36,14	70,00	4,39	6,27
7	17,5	0,29	0,076	7,2	31,2	12,2	4,9	2,3	172,6	117,7	47,12	83,26	6,27	8,44
8	20,0	0,33	0,076	7,2	38,4	17,6	5,4	1,7	172,6	130,7	48,66	95,78	8,44	10,86
9	22,5	0,38	0,052	4,9	43,3	21,5	3,9	1,0	118,1	94,7	33,93	82,59	10,86	12,73
10	25,0	0,42	0,052	4,9	48,2	25,6	4,1	0,8	118,1	97,9	34,32	68,24	12,73	14,04
11	27,5	0,46	0,052	4,9	53,2	29,8	4,2	0,7	118,1	100,5	34,63	68,95	14,04	15,29
12	30,0	0,50	0,052	4,9	58,1	34,1	4,3	0,6	118,1	102,7	34,89	69,52	15,29	16,49
13	32,5	0,54	0,033	3,1	61,2	36,8	2,8	0,4	74,9	66,1	22,25	57,14	16,49	17,23
14	35,0	0,58	0,032	3,0	64,2	39,5	2,7	0,3	72,7	64,7	21,65	43,90	17,23	17,52
15	37,5	0,63	0,026	2,5	66,7	41,7	2,2	0,3	59,0	53,0	17,64	39,29	17,52	17,65
16	40,0	0,67	0,025	2,4	69,1	43,9	2,1	0,2	56,8	51,2	17,00	34,64	17,65	17,63
17	42,5	0,71	0,022	2,1	71,1	45,8	1,9	0,2	49,9	45,3	14,98	31,98	17,63	17,53
18	45,0	0,75	0,021	2,0	73,1	47,6	1,8	0,2	47,7	43,4	14,33	29,31	17,53	17,35
19	47,5	0,79	0,014	1,3	74,5	48,8	1,2	0,1	31,8	29,1	9,56	23,89	17,35	17,02
20	50,0	0,83	0,014	1,3	75,8	50,0	1,2	0,1	31,8	29,1	9,57	19,13	17,02	16,56
21	52,5	0,88	0,014	1,3	77,1	51,2	1,2	0,1	31,8	29,2	9,58	19,15	16,56	16,13
22	55,0	0,92	0,014	1,3	78,4	52,4	1,2	0,1	31,8	29,3	9,59	19,17	16,13	15,73
23	57,5	0,96	0,013	1,2	79,7	53,6	1,1	0,1	29,5	27,2	8,91	18,50	15,73	15,33
24	60,0	1,00	0,012	1,1	80,8	54,6	1,0	0,1	27,2	25,2	8,23	17,14	15,33	14,92
25	62,5	1,04	0,012	1,1	81,9	55,7	1,1	0,1	27,2	25,2	8,24	16,47	14,92	14,51
26	65,0	1,08	0,012	1,1	83,1	56,7	1,1	0,1	27,2	25,3	8,24	16,48	14,51	14,12
27	67,5	1,13	0,011	1,0	84,1	57,7	1,0	0,1	25,0	23,2	7,56	15,80	14,12	13,74
28	70,0	1,17	0,011	1,0	85,1	58,7	1,0	0,1	25,0	23,2	7,56	15,12	13,74	13,36
29	72,5	1,21	0,008	0,8	85,9	59,4	0,7	0,1	18,2	16,9	5,50	13,06	13,36	12,94
30	75,0	1,25	0,008	0,8	86,7	60,1	0,7	0,1	18,2	16,9	5,50	11,01	12,94	12,49
31	77,5	1,29	0,006	0,6	87,2	60,6	0,5	0,0	13,6	12,7	4,13	9,63	12,49	12,02
32	80,0	1,33	0,006	0,6	87,8	61,1	0,5	0,0	13,6	12,7	4,13	8,26	12,02	11,53
33	82,5	1,38	0,006	0,6	88,4	61,7	0,5	0,0	13,6	12,7	4,13	8,26	11,53	11,08
34	85,0	1,42	0,006	0,6	88,9	62,2	0,5	0,0	13,6	12,7	4,13	8,26	11,08	10,65
35	87,5	1,46	0,006	0,6	89,5	62,7	0,5	0,0	13,6	12,8	4,13	8,27	10,65	10,25
36	90,0	1,50	0,006	0,6	90,1	63,3	0,5	0,0	13,6	12,8	4,14	8,27	10,25	9,88
37	92,5	1,54	0,006	0,6	90,6	63,8	0,5	0,0	13,6	12,8	4,14	8,27	9,88	9,53
38	95,0	1,58	0,006	0,6	91,2	64,3	0,5	0,0	13,6	12,8	4,14	8,27	9,53	9,19
39	97,5	1,63	0,006	0,6	91,8	64,9	0,5	0,0	13,6	12,8	4,14	8,28	9,19	8,88
40	100,0	1,67	0,006	0,6	92,3	65,4	0,5	0,0	13,6	12,8	4,14	8,28	8,88	8,59
41	102,5	1,71	0,004	0,4	92,7	65,8	0,4	0,0	9,1	8,5	2,76	6,90	8,59	8,28
42	105,0	1,75	0,004	0,4	93,1	66,1	0,4	0,0	9,1	8,5	2,76	5,52	8,28	7,94

43	107,5	1,79	0,004	0,4	93,5	66,5	0,4	0,0	9,1	8,5	2,76	5,52	7,94	7,62
44	110,0	1,83	0,004	0,4	93,8	66,8	0,4	0,0	9,1	8,5	2,76	5,52	7,62	7,32
45	112,5	1,88	0,002	0,2	94,0	67,0	0,2	0,0	4,5	4,3	1,38	4,14	7,32	7,00
46	115,0	1,92	0,002	0,2	94,2	67,2	0,2	0,0	4,5	4,3	1,38	2,76	7,00	6,66
47	117,5	1,96	0,002	0,2	94,4	67,4	0,2	0,0	4,5	4,3	1,38	2,76	6,66	6,33
48	120,0	2,00	0,002	0,2	94,6	67,5	0,0	0,2	4,5	0,0	0,87	2,25	6,33	6,01
			1,000	94,6			67,4	27,2						
							Chuva exc.	Infiltração						

Conforme a Tabela (24.8) obtemos o hidrograma para chuva de 2h. A chuva total de 50anos é de 94,6mm e o escoamento superficial (runoff) é de 67,531mm.

A vazão máxima é de $17,65\text{m}^3/\text{s}$ que se dá a 37,53min, ou seja, 0,625h (ordem 15) na coluna 1.

Após 6,713h o runoff acaba totalmente e isto se dá na linha de ordem 161 conforme se pode ver na coluna 1.

Todo o programa é facilmente executado em planilha Excel da Microsoft.

Sendo a vazão base de $0,83\text{m}^3/\text{s}$ e sendo a vazão de pico de $17,65\text{m}^3/\text{s}$ a vazão total de pico será a soma das duas, ou seja:

$$0,83\text{m}^3/\text{s} + 17,65\text{m}^3/\text{s} = 18,48\text{m}^3/\text{s}$$

Portanto, a vazão de pico para projeto é de **$18,48\text{m}^3/\text{s}$** .

A Figura (24.3) mostra a hidrograma obtida.

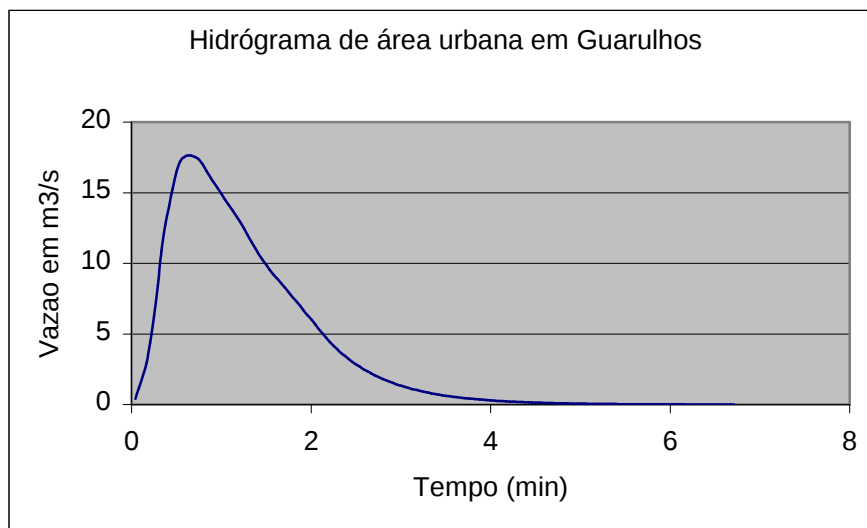


Figura 24.3- Hidrograma da bacia urbana em Guarulhos para chuva de 2h

Capítulo 26

Método TR-55 para várias bacias

Para a construção do Parthenon localizado na Acrópole de Atenas foi usada a “seção áurea” ou a “divina proporção” onde o comprimento L e a largura W para um retângulo satisfaz a expressão:

$$(L + W) / L = L / W$$

Fonte: Geometry de Peter B. Geltner e Darrel J. Peterson.



SUMÁRIO

Ordem	Assunto
26.1	Introdução
26.2	SCS TR-55
26.3	Método SCS do TR-55 para dimensionamento preliminar de reservatório de detenção
26.4	Tr-55 para várias bacias

21 páginas

Capítulo 26- Método TR-55 para várias bacias

26.1 Introdução

O Departamento de Agricultura nos Estados Unidos apresentou em junho de 1986 através do *Natural Resources Conservation Service (NRCS)*, o *Technical Release 55*, ou seja, o TR-55 destina a bacias urbanas maiores que 4ha até 65km², mais conhecido como SCS TR-55, incorporando o que já tinha sido publicado em janeiro de 1976 pelo *Soil Conservation Service (SCS)*.

O TR-55 apresenta metodologia própria para determinar o pico de descarga e volume de retenção para áreas urbanas e rurais. Não apresenta o hidrograma completo e pode ser usado facilmente para várias bacias.

Para o uso do TR-55 é obrigatório chuva de duração de 24h.

Dica- O Método SCS TR-55 é bom para determinar vazão de pico e volume de retenção. Para hidrograma completo deve-se usar o SCS original.

26.2 SCS TR-55

O método SCS TR-55 é o seguinte.

$$Q_p = Q_u \cdot A \cdot Q \cdot F_p \quad (\text{Equação 26.1})$$

Sendo:

Q_p = vazão de pico (m³/s)

Q_u = pico de descarga unitário (m³/s/cm / km²)

A = área da bacia (km²)

Q = runoff ou seja o escoamento superficial ou chuva excedente de uma chuva de 24h (cm)

F_p = fator adimensional de ajustamento devido a poças d'água fornecido pela Tabela (26.1).

Tabela 26.1- Fator de ajustamento em função da porcentagem de água de chuva retida em poças d'água ou em brejos

Porcentagem da água de chuva que fica em poças d'água ou em brejos (%)	F_p
0	1,00
0,2	0,97
1,0	0,87
3,0	0,75
5,0*	0,72

Fonte: TR-55 junho de 1986

(*) Se a porcentagem de água de chuva retida em poças e brejos for maior que 5%, considerações especiais devem ser tomadas para se achar a chuva excedente (Chin, 2000).

O pico de descarga unitário Q_u é fornecido pela Equação (26.2) em função do tempo de concentração t_c em horas.

$$\log(Q_u) = C_0 + C_1 \cdot \log t_c + C_2 \cdot (\log t_c)^2 - 2,366 \quad (\text{Equação 26.2})$$

Sendo:

C_0, C_1 e C_2 obtidos da Tabela (26.2)

t_c = tempo de concentração (h), sendo que $0,1h \leq t_c \leq 10h$

Dica: O SCS TR-55 usa sempre chuva de duração de 24horas.

Tabela 26.2- Valores de C_0 , C_1 e C_2 obtidos em função do tipo de chuva e da relação Ia/P

Tipo de chuva conforme SCS (Estados Unidos)	Ia/ P	C_0	C_1	C_2
I	0,10	2,30550	-0,51429	-0,11750
	0,20	2,23537	-0,50387	-0,08929
	0,25	2,18219	-0,48488	-0,06589
	0,30	2,10624	-0,45695	-0,02835
	0,35	2,00303	-0,40769	0,01983
	0,40	1,87733	-0,32274	0,05754
	0,45	1,76312	-0,15644	0,00453
	0,50	1,67889	-0,06930	0,0
IA	0,10	2,03250	-0,31583	-0,13748
	0,20	1,91978	-0,28215	-0,07020
	0,25	1,83842	-0,25543	-0,02597
	0,30	1,72657	-0,19826	0,02633
	0,50	1,63417	-0,09100	0,0
II	0,10	2,55323	-0,61512	-0,16403
	0,30	2,46532	-0,62257	-0,11657
	0,35	2,41896	-0,61594	-0,08820
	0,40	2,36409	-0,59857	-0,05621
	0,45	2,29238	-0,57005	-0,02281
	0,50	2,20282	-0,51599	-0,01259
III	0,10	2,47317	-0,51848	-0,17083
	0,30	2,39628	-0,51202	-0,13245
	0,35	2,35477	-0,49735	-0,11985
	0,40	2,30726	-0,46541	-0,11094
	0,45	2,24876	-0,41314	-0,11508
	0,50	2,17772	-0,36803	-0,09525

Fonte: Chin, 2000 p. 364

Os Estados Unidos foram divididos em 4 regiões, onde existem os tipos de chuva I, IA, II e III. Infelizmente não temos nada semelhante no Brasil.

Segundo Porto,1995 o tipo de chuva de São Paulo que mais se aproxima dos Estados Unidos é o tipo II. No Capítulo 7 deste livro encontramos as frações de chuvas acumuladas Tipo I, Tipo IA, Tipo II e Tipo III.

Lembrando o método de cálculo da chuva excedente pelo número da curva CN, Ia é abstração inicial em milímetros, que representa todas as perdas antes que comece o runoff.

Dica: Para o Estado de São Paulo usar a chuva Tipo II para o SCS-TR-55

O valor de $I_a = 0,2 S$ sendo que S é o potencial máximo de retenção em milímetros após começar o runoff. O valor de S está em função do número da curva CN.

$$S = \frac{25400}{CN} - 254$$

O valor da chuva excedente ou runoff ou escoamento superficial Q é :

$$(P - 0,2S)^2$$

$$Q = \frac{(P - 0,2S)^2}{(P + 0,8S)} \quad \text{válida quando } P > 0,2 S$$

O valor de P para o caso do método SCS TR-55 é para uma chuva de 24 horas.

Na Tabela (26.2) para valores de $I_a/P < 0,10$ deverá ser usado o valor $I_a/P = 0,10$ e para valores de $I_a/P > 0,50$ deverá ser usado $I_a/P = 0,50$. O TR-55, 1986 diz que para valores de I_a/P menores que 0,10 e maiores que 0,50 temos falta de precisão na vazão de pico que será obtida.

O TR-55, 1986 aconselha ainda que para a aplicação do método o valor de CN deverá ser maior que 40 e que a bacia deve ser homogênea, isto é, que o uso do solo e a cobertura seja uniformemente distribuída na bacia. Chin, 2000 sugere que as variações do coeficiente CN na bacia devem ser de $\pm 5\%$ (cinco por cento).

O TR-55 recomenda ainda que quando for aplicado o método gráfico estimativo de pico, as vazões devem ser calculadas antes e depois do desenvolvimento, usando os mesmos procedimentos para estimativa do tempo de concentração t_c .

O TR-55 aconselha outro método caso se queira a hidrógrafa.

Exemplo 26.1

Seja uma bacia com $2,22\text{km}^2$ com 0,2% de poças d'água e que o número da curva estimado $CN=87$. O tempo de concentração é de $15\text{min} = 0,25\text{h}$ e que a chuva de 24 horas é o Tipo II e que a precipitação para período de retorno de 25 anos conforme Martinez e Magni, 1999, na cidade de São Paulo, seja de 123mm.

Solução

Para $CN=87 > 40$ o armazenamento S será:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254$$

$$S = (25.400/87) - 254 = 37,95\text{mm}$$

Como o valor $P=123\text{mm}$ temos:

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

$$Q = \frac{(123 - 0,2 \cdot 37,95)^2}{(123 + 0,8 \cdot 37,95)} = 86,85\text{mm} = 8,69\text{cm}$$

Portanto, a chuva excedente é 8,69cm.

Como $I_a = 0,2 \cdot S = 0,2 \times 37,95 = 7,59\text{mm}$

$I_a/P = 7,59\text{mm}/123\text{mm} = 0,06 < 0,1$ (teremos imprecisões maiores na estimativa)

Como $Ia/P < 0,1$ adotamos para $Ia/P = 0,1$ e então para a chuva Tipo II escolhida temos:

$$C_0 = 2,55323$$

$$C_1 = -0,61512$$

$$C_2 = -0,16403$$

$t_c = 0,25h > 0,1h$ (hipótese de aplicação do método)

Substituindo os valores na Equação (26.2) temos:

$$\log(Q_u) = C_0 + C_1 \cdot \log t_c + C_2 \cdot (\log t_c)^2 - 2,366$$

$$\log(Q_u) = 2,55323 - 0,61512 \cdot \log 0,25 - 0,16403 \cdot (\log 0,25)^2 - 2,366$$

$$\log(Q_u) = 0,4981$$

e portanto $Q_u = 3,1477 \text{ (m}^3/\text{s / cm / km}^2 \text{)}$

Como admitimos 0,2% de poças d'água, da Tabela (26.1) obtemos $F_p = 0,97$

Da Equação (26.1) do TR-55 temos:

$$Q_p = Q_u \cdot A \cdot Q \cdot F_p$$

$$Q_p = 3,1477 \cdot 2,22 \cdot 8,69 \cdot 0,97 = 58,9 \text{ m}^3/\text{s}$$

Portanto, a estimativa de vazão de pico segundo o método gráfico do TR-55 é de $58,9 \text{ m}^3/\text{s}$ para $Tr = 25$ anos.

Exemplo 26.2

Seja uma bacia com $9,95\text{km}^2$ com 0,2% de poças d'água e que o número da curva estimado $CN=75$. O tempo de concentração é de 2,53h e que a chuva de 24h é do Tipo II e que a precipitação para o período de retorno de 100 anos seja de 162,05mm

A declividade média foi obtida proporcionalmente aos comprimentos dos trechos desde a primeira cota de montante até a última cota de jusante.

Para o cálculo do tempo de concentração será usado a fórmula SCS Lag-1975, pois a área da bacia $9,95\text{km}^2$.

$$t_c = 0,0136 \cdot L^{0,8} \cdot (1000 / CN - 9)^{0,7} \cdot S^{-0,5}$$

Sendo $L=5050\text{m}$; declividade média $S=0,05248\text{ m/m}$; $t_c=152,04\text{min} = 2,53\text{h}$

Para $CN=75 > 40$ o armazenamento S será:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 = 84,67\text{mm}$$

Como o valor $P=162,05\text{mm}$

$$Q = \frac{(P - 0,2 S)^2}{(P + 0,9 S)} = 91,64\text{mm} = 9,164\text{cm}$$

Portanto, a chuva excedente é 9,164cm

Como $I_a = 0,2 \cdot S = 0,2 \cdot 84,67\text{mm} = 16,93\text{mm}$

$I_a / P = 16,93\text{mm} / 162,05\text{mm} = 0,10$

Para a chuva Tipo II com $I_a/P = 0,1$, conforme Tabela (26.2)

$$C_0 = 2,55323$$

$$C_1 = -0,61512$$

$$C_2 = -0,16403$$

$$\log(Q_u) = C_0 + C_1 \cdot \log t_c + C_2 \cdot (\log t_c)^2 - 2,366$$

$$\log(Q_u) = 2,55323 - 0,61512 \cdot \log(2,53) - 0,16403 \cdot (\log 2,53)^2 - 2,366$$

$$\log(Q_u) = -0,0874$$

$$Q_u = 0,81777 \text{ m}^3/\text{s}/\text{cm}/\text{km}^2$$

$$Q_p = Q_u \cdot A \cdot Q \cdot F_p$$

$$Q_p = 0,81777 \text{ m}^3/\text{s}/\text{cm}/\text{km}^2 \cdot 9,95\text{km}^2 \cdot 9,16\text{cm} \cdot 0,97 = 72,32\text{m}^3/\text{s}$$

Considerando a vazão de base de $3\text{m}^3/\text{s}$ teremos como vazão de pico de projeto é igual a $72,32\text{m}^3/\text{s} + 3\text{m}^3/\text{s} = 75,32\text{m}^3/\text{s}$.

26.3 Método SCS do TR-55 para o reservatório de retenção

McCuen, 1998 p. 448 apresenta a Equação (26.3) que substitui o gráfico apresentado pelo TR-55.

$$\frac{\text{Volume do reservatório}}{\text{volume de runoff}} = C_0 + C_1 \cdot \alpha + C_2 \cdot \alpha^2 + C_3 \cdot \alpha^3 \quad (\text{Equação 26.3})$$

Sendo:

Volume do reservatório = volume do piscinão (m^3);

volume de runoff = volume da chuva excedente (m^3). É a altura da chuva multiplicada pela área da bacia nas unidades compatíveis;

$$\alpha = Q_{\text{pré-desenvolvimento}} / Q_{\text{pós-desenvolvimento}}$$

Sendo:

$Q_{\text{pós-desenvolvimento}}$ = vazão de pico (m^3/s) depois do desenvolvimento calculado pelo TR-55;

$Q_{\text{pré-desenvolvimento}}$ = vazão de pico (m^3/s) antes do desenvolvimento calculado pelo TR-55.

C_0, C_1, C_2 e C_3 = coeficientes de análise de regressão da Tabela (26.4)

Tabela 26.4- Valores dos coeficientes C_0, C_1, C_2 e C_3 em função do tipo de chuva dos Estados Unidos padronizadas pelo SCS.

Tipo de chuva nos Estados Unidos	C_0	C_1	C_2	C_3
I, IA	0,660	-1,76	1,96	-0,730
II, III	0,682	-1,43	1,64	-0,804

Fonte: McCuen, 1998 p. 449

O TR-55 recomenda que as estimativas de pico devem ser as calculadas pelo TR-55 e que o procedimento de cálculo do tempo de concentração adotado para o pré-desenvolvimento e pós-desenvolvimento deve ser o mesmo.

O TR-55 adverte que os erros de estimativas são da ordem de 25% (vinte e cinco por cento). De modo geral, o método SCS super-dimensiona o reservatório de retenção (capítulo 6-3, junho de 1986, *Urban Hydrology for Small Watersheds – TR-55*).

Exemplo 26.3- Aplicação do TR-55 para o reservatório de retenção.

É o mesmo do piscinão citado no Exemplo (26.1) com $T_r=25$ anos.

$$Q_{\text{pré}} = 13 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (dado imposto no problema)}$$

$$Q_{\text{pós}} = 58,9 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (calculado pelo TR-55)}$$

$$\alpha = 13/58,9 = 0,22$$

Usando a Equação (26.3) e sendo a chuva escolhida Tipo II conforme Tabela (26.3) teremos os valores de C_0, C_1, C_2 e C_3 .

$$\frac{\text{Volume do reservatório}}{\text{volume de runoff}} = C_0 + C_1 \cdot \alpha + C_2 \cdot \alpha^2 + C_3 \cdot \alpha^3$$

$$\frac{\text{Volume do reservatório}}{\text{volume de runoff}} = 0,682 - 1,43 \cdot 0,22 + 1,64 \cdot 0,22^2 - 0,804 \cdot 0,22^3 = 0,44$$

Como no exercício anterior calculamos a chuva excedente do piscinão do Pacaembu obtivemos $Q = 8,69\text{cm}$.

Portanto o volume de runoff deverá ser obtido pela altura de chuva de 8,69cm multiplicado pela área da bacia de $2,22\text{km}^2$.

$$\text{Volume de runoff} = (8,69\text{cm}/100) \times 222\text{ha} \times 10.000\text{m}^2 = 192.918\text{m}^3$$

$$\text{Volume do reservatório} = 0,44 \times 192.918 = 84.884\text{m}^3$$

Portanto, usando o método de TR-55 achamos que o volume estimado do piscinão é de **84.884m^3** .

26.4 Tr-55 para várias bacias

O método TR-55 de 1986 possui um método simples de calcular varias bacias. Para isto se utiliza hidrógrafa tabelada. No caso transcrevemos somente aquela que nos interessa, ou seja, aquela resultante da chuva Tipo II que pode ser usada no Brasil.

Só vale para **chuvas de duração de 24h**.

Nas Tabelas do TR-55 para chuva Tipo II estão no fim do capítulo.

Deve-se observar que:

- a) tempo de concentração $t_c \leq 2h$;
- b) tempo de trânsito ou *travel time* $T_t \leq 3h$;
- c) as áreas de drenagem individuais diferem em áreas menor que um fator 5.

Quando ultrapassarmos as hipóteses acima, teremos que usar o programa de software do SCS denominado **TR-20** que é gratuito.

Uma outra observação a ser feito é:

- a) arredondamento do t_c sempre para baixo. Assim $t_c=1,6h$ deve ser usado a tabela da parte de $t_c=1,50h$;
- b) O valor do tempo de trânsito T_t deve ser arredondando sempre para cima.
- c) O valor de I_a/P deve ser arredondado para baixo. Assim $I_a/P=0,15$ deve ser usado $I_a/P=0,10$.

Exemplo 26.6

Adaptamos o exemplo do TR-55. Este exemplo também está no livro do Akan, 1993.

Trata-se de calcular a vazão de pico para antes do desenvolvimento para uma bacia com sete sub-bacias, para o período de retorno de 25anos, chuva de 24h Tipo II.

Vamos usar dados de chuva da Região Metropolitana de São Paulo que para chuva de 24h e $T_r=25$ anos o valor de $P=123mm$.

O esquema das subbacias está na Figura (26.3).

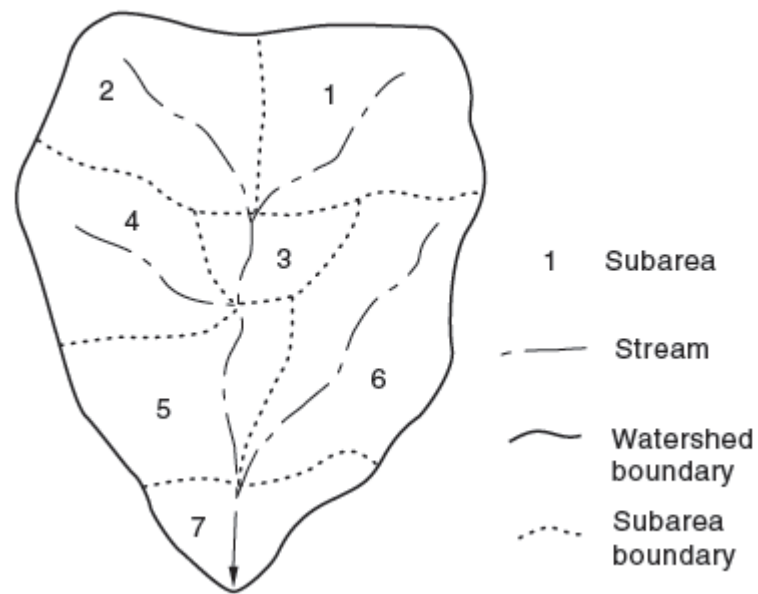


Figura 26.3- Esquema das sete subbacias conforme TR-55, 1986

Tabela 26.6- Dados

1	2	3	4	5	6
	Área	Tc	Travel Time	Áreas a jusante	Travel Time
Sub bacia			horas		até saída
	(km ²)	(h)	subárea		(h)
1	0,78	1,50		3,5,7	2,50
2	0,52	1,25		3,5,7	2,50
3	0,26	0,50	0,50	5,70	2,00
4	0,65	0,75		5,70	2,00
5	0,52	1,50	1,25	7,00	0,75
6	1,04	1,50		6,00	0,75
7	0,52	1,25	0,75		0,00
	4,27				

Na Tabela (26.6) estão os dados fornecidos discriminados a seguir:

Coluna 1- estão as subbacias numeradas de 1 a 7.

Coluna 2- Área de cada subbacia em km²;

Coluna 3- tempo de concentração em hora de cada subbacia até o ponto de saída

Coluna 4- *travel time*, ou trânsito pela área subsequente. Assim a subbacia 3 tem *travel time* de 0,50h enquanto que a subbacia 5 tem *travel time* de 1,25h e a subbacia 7 que é a última tem 0,75h.

Coluna 5- estão as áreas a jusante. Assim a subbacia tem a jusante as subbacias 3; 5 e 7 conforme Figura (26.1).

Coluna 6- Nesta coluna estão os *travel time* da subbacia até a saída final de toda a bacia. Assim a subbacia 1 tem *travel time* de 2,50h para chegar até a saída da bacia. A subbacia 7 que é a última o *travel time* é 0,0h.

Tabela 26.7- Cálculo do runoff e de Ia/P

Colu na 1	Colu na 2	Colu na 3	Colu na 4	Colu na 5	Colu na 6	Colu na 7	Colu na 8	Colu na 9
	Área	24horas	Número	S	Runoff	Abstração		Runoff
Sub bacia		P	Curva		Q	Ia	Ia/P	Q
	(km ²)	(mm)	CN	(mm)	(mm)	(mm)		(cm)
1	0,78	123	65	137	39,4	27	0,22	3,94
2	0,52	123	70	109	48,8	22	0,18	4,88
3	0,26	123	75	85	59,0	17	0,14	5,90
4	0,65	123	70	109	48,8	22	0,18	4,88

5	0,52	123	75	85	59,0	17	0,14	5,90
6	1,04	123	70	109	48,8	22	0,18	4,88
7	0,52	123	75	85	59,0	17	0,14	5,90

Na Tabela (26.7) está o cálculo do runoff Q e da relação Ia/P importante para utilização do TR-55.

Coluna 1- número das subbacias;

Coluna 2- área em km² de cada subbacia;

Coluna 3- Precipitação de 24h para a Região Metropolitana de São Paulo conforme de Martinez e Magno, 1999 e para período de retorno de 25anos adotado.

Coluna 4- número da curva CN fornecido pelo exemplo;

Coluna 5- cálculo do valor de S em mm;

$$\text{Sendo: } S = \frac{25400}{\text{CN}} - 254$$

Coluna 6- cálculo do runoff Q conforme número da curva CN do SCS

$$Q = \frac{(P - 0,2S)^2}{(P + 0,8S)} \quad \text{válida quando } P > 0,2 S$$

Coluna 7- Abstração inicial $I_a = 0,2 S$

Coluna 9- Relação Ia/P

Coluna 9- Runoff em cm, pois será usado cm e não milímetros.

Tabela 26.9- Cálculo d e Q x área

Coluna 1	Coluna 2	Coluna 3	Coluna 4	Coluna 5	Coluna 6	Coluna 7
	Tc	Travel Time		Área	Runoff	
Sub bacia		até saída	Ia/P		Q	Q x Area
	(h)	(h)		(km ²)	(cm)	(cm x km ²)
1	1,50	2,50	0,22	0,78	3,94	3,06
2	1,25	2,50	0,18	0,52	4,88	2,53
3	0,50	2,00	0,14	0,26	5,90	1,53
4	0,75	2,00	0,18	0,65	4,88	3,16
5	1,50	0,75	0,14	0,52	5,90	3,06
6	1,50	0,75	0,18	1,04	4,88	5,05
7	1,25	0,00	0,14	0,52	5,90	3,06

Na Tabela (26.8) está o cálculo auxiliar de Q x área e que será usado na Tabela (26.9).

Tabela 26.9- Obtenção dos valores de cfs/mi²/in

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	Tc	Travel Time			qt						
Sub-bacia		até saída	Ia/P	Q x Área	cfs/milha²/in						
	(h)	(h)		(cm x km²)	12,8 h	13,2h	13,6h	14,0h	14,3h	14,6h	15h
1	1,5	2,5	0,1 0	3,06	6	8	11	18	34	69	141
2	1,25	2,5	0,1 0	2,53	7	10	14	28	58	114	197
3	0,5	2	0,1 0	1,53	15	23	65	202	297	280	181
4	0,75	2	0,1 0	3,16	13	20	48	151	245	274	213
5	1,5	0,75	0,1 0	3,06	42	125	222	233	193	148	102
6	1,5	0,75	0,1 0	5,05	42	125	222	233	193	148	102
7	1,25	0	0,1 0	3,06	284	266	163	104	78	61	47

Na Tabela (26.9) estão:

Coluna 1- subbacias a partir da 1 a 7

Coluna 2- Tempo de concentração em horas de cada subbacia;

Coluna 3- *Travel time* de cada subbacia até a saída da bacia;

Coluna 4- estão os valores de Ia/P que serão usados para entrar nas Tabelas do TR-55 para chuva Tipo II estão no fim do capítulo.

Notar que todos os valores de Ia/P são iguais a 0,10, pois toma-se sempre o valor inferior. Como os valores são inferiores a 0,22 e como o valor superior de Ia/P=0,30 toma-se Ia/p=0,10.

Coluna 5- valores dos produtos das áreas pelo runoff em cm.

Coluna 6- são os valores obtidos na Tabelas do TR-55 para chuva Tipo II estão no fim do capítulo.

Entrando com o tempo de concentração tc, o *travel time* e o valor Ia/P para chuva tipo II e 24h de chuva. Notar que tomamos arbitrariamente para inicio o valor de 12,8h.

Escolhemos para efeito didático somente parte do período tabelado que vai de 11h até 24h.

Tabela 26.10- Mudança de unidades

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	Tc	Travel Time			qt						
Sub bacia	hor as	até saída	Ia/ P	Q x Área	m ³ /s/km ² /cm						
		horas		cm x km ²	12,8 h	13,2h	13,6h	14,0h	14,3h	14,6h	15h
1	1,5	2,5	0,10	3,06	0,0258	0,0344	0,0473	0,0774	0,1462	0,2967	0,6063
2	1,25	2,5	0,10	2,53	0,0301	0,043	0,0602	0,1204	0,2494	0,4902	0,8471
3	0,5	2	0,10	1,53	0,0645	0,0989	0,2795	0,8686	1,2771	1,204	0,7783
4	0,75	2	0,10	3,16	0,0559	0,086	0,2064	0,6493	1,0535	1,1782	0,9159
5	1,5	0,75	0,10	3,06	0,1806	0,5375	0,9546	1,0019	0,8299	0,6364	0,4386
6	1,5	0,75	0,10	5,05	0,1806	0,5375	0,9546	1,0019	0,8299	0,6364	0,4386
7	1,25	0	0,10	3,06	1,2212	1,1438	0,7009	0,4472	0,3354	0,2623	0,2021

Os valores da Tabela (26.10) são semelhantes aos da Tabela (26.9) com a diferença que fizemos a mudança das unidades para m³/s/km²/cm. Usamos para isto o fator de conversão **0,0043**.

Assim o valor da coluna 7 da Tabela (26.9) foi multiplicado por 0,0043 obtendo-se 0,08 na coluna 6 da Tabela (26.10).

Tabela 26.11- Cálculos de cada subbacia e total

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	Tc	Travel Time			qt						
Sub bacia	hor as	até saída	Ia/ P	Q x Área	m³/s/km²/cm						
		horas		cm x km²	12,8 h	13,2h	13,6h	14,0h	14,3h	14,6h	15h
1	1,50	2,50	0,1	3,06	0,08	0,11	0,14	0,24	0,45	0,91	1,85
2	1,25	2,50	0,1	2,53	0,08	0,11	0,15	0,30	0,63	1,24	2,14
3	0,50	2,00	0,1	1,53	0,10	0,15	0,43	1,33	1,95	1,84	1,19
4	0,75	2,00	0,1	3,16	0,18	0,27	0,65	2,05	3,33	3,72	2,89
5	1,50	0,75	0,1	3,06	0,55	1,64	2,92	3,06	2,54	1,94	1,34
6	1,50	0,75	0,1	5,05	0,91	2,72	4,82	5,06	4,19	3,22	2,22
7	1,25	0,00	0,1	3,06	3,73	3,49	2,14	1,37	1,02	0,80	0,62
					5,63	8,49	11,26	13,41	14,11	13,67	12,25

Na Tabela (26.11) estão os cálculos da multiplicação da coluna 5 por cada valor da coluna 6 a 11 da Tabela (26.10).

Coluna 6- $3,06 \text{ cm} \times \text{km}^2 \times 0,0258 = 0,08 \text{ m}^3/\text{s}$ e assim por diante.

As colunas 6 a 12 tem a sua soma na última linha da Tabela (26.10). Assim a coluna 6 tem soma de $5,63 \text{ m}^3/\text{s}$.

Fazendo-se soma das colunas 7 a 12 obtemos os valores $8,49 \text{ m}^3/\text{s}$, $11,26 \text{ m}^3/\text{s}$, etc.

O valor máximo será $14,11 \text{ m}^3/\text{s}$ que será a máxima vazão das 7 subbacias e que se dará as 14,3h.

Obtemos assim a máxima vazão bem como uma parte do hidrograma conforme Figura (26.4).

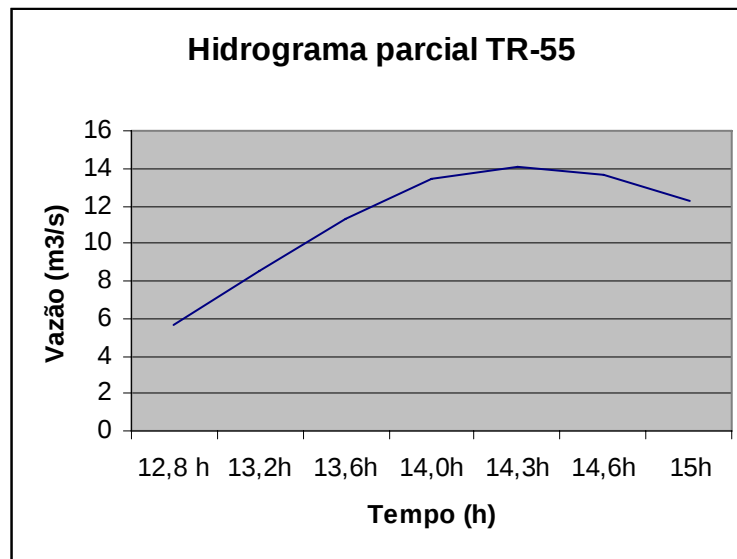


Figura 26.4- Hidrograma parcial usando Tr-55.

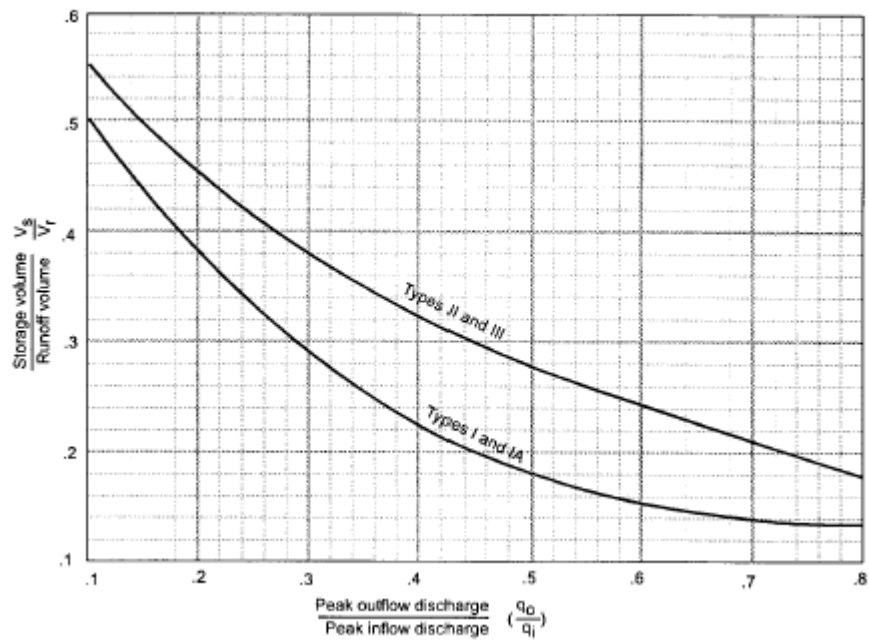


Figura 26.5- Gráfico das relações de pico e de volume para os diferentes tipos de chuvas usados nos Estados Unidos e usado no TR-55.

Tabelas do TR-55 para chuva Tipo II estão no fim do capítulo.

Exhibit 5-II: Tabular hydrograph unit discharges (csm/in) for type II rainfall distribution																																										
TRVL TIME (hr)	11.0	11.3	11.6	11.9	12.0	12.1	12.2	12.3	12.4	12.5	12.6	12.7	12.8	13.0	13.2	13.4	13.6	13.8	14.0	14.3	14.6	15.0	15.5	16.0	16.5	17.0	17.5	18.0	19.0	20.0	22.0	26.0										
HYDROGRAPH TIME(HOURS)																																										
IA/P = 0.10																		*** TC = 0.1 HR ***															IA/P = 0.10									
0.0	24	34	53	334	647	1010	623	217	147	123	104	86	76	66	57	51	46	42	38	34	32	29	26	23	21	20	19	18	15	13	12	0										
.10	21	29	43	134	267	520	847	701	378	224	157	122	98	75	64	56	50	45	41	36	33	30	27	24	21	20	19	18	16	13	12	0										
.20	18	25	35	61	110	215	418	704	702	486	312	209	151	94	73	62	54	49	44	38	34	31	28	25	22	21	19	18	16	14	12	0										
.30	17	23	33	56	92	174	337	582	662	545	389	269	190	109	79	65	56	50	45	39	35	32	29	25	22	21	20	18	16	14	12	0										
.40	15	20	28	41	51	78	142	272	478	601	563	447	328	172	104	76	63	55	49	42	37	33	29	26	23	21	20	19	17	14	12	0										
.50	14	19	26	39	47	68	117	220	392	531	553	482	380	209	121	84	67	57	51	43	38	33	30	27	23	21	20	19	17	14	12	0										
.75	12	15	21	29	33	38	49	73	126	224	343	432	464	385	252	156	103	76	62	50	43	36	31	28	25	22	21	19	17	15	12	0										
1.0	9	12	15	21	23	26	29	33	40	55	86	148	238	406	434	317	205	130	89	62	50	41	34	30	27	24	22	20	18	16	12	0										
1.5	7	8	10	14	15	16	18	20	22	25	29	34	45	101	220	339	373	320	234	131	80	53	40	34	30	27	24	21	19	17	12	2										
2.0	4	6	7	9	9	10	11	12	13	15	16	18	20	25	37	72	150	252	335	312	216	109	58	42	34	30	27	24	20	18	13	8										
2.5	3	4	5	6	7	7	8	8	9	10	11	12	13	16	19	25	39	75	142	262	308	229	108	58	41	34	30	27	22	19	14	11										
3.0	1	2	3	4	4	5	5	6	6	7	7	8	8	10	12	14	17	22	31	76	169	288	236	122	64	43	35	30	24	20	16	11										
IA/P = 0.30																		*** TC = 0.1 HR ***															IA/P = 0.30									
0.0	0	0	0	154	568	936	524	217	172	149	126	107	97	86	76	69	63	58	53	48	46	42	38	34	31	30	28	27	24	20	19	0										
.10	0	0	0	19	109	415	762	603	346	230	176	143	119	96	84	74	68	62	57	50	47	44	40	35	32	30	29	27	24	21	19	0										
.20	0	0	0	0	13	77	302	609	605	432	297	217	167	115	94	81	73	66	60	53	48	45	41	37	33	31	29	28	25	21	19	0										
.30	0	0	0	0	9	54	219	479	563	476	357	263	199	129	99	85	75	68	62	54	49	45	41	37	33	31	29	28	25	21	19	0										
.40	0	0	0	0	0	6	38	159	372	500	484	399	309	183	123	96	82	73	66	58	51	46	42	38	34	31	30	28	25	22	19	0										
.50	0	0	0	0	0	4	27	115	287	429	465	421	346	213	138	103	86	76	68	59	52	47	43	39	34	32	30	29	25	22	19	0										
.75	0	0	0	0	0	0	1	10	46	132	246	338	381	341	243	165	119	94	80	67	58	50	45	41	37	33	31	29	26	23	19	0										
1.0	0	0	0	0	0	0	0	1	22	69	149	241	357	331	246	170	122	96	76	64	54	47	42	38	34	32	30	27	24	19	0											
1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	4	41	142	258	310	285	224	142	97	71	55	47	43	39	35	32	29	25	20	4									
2.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	10	49	130	221	279	255	182	108	70	55	47	42	38	34	30	27	20	11										
2.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	14	52	119	224	256	193	107	70	55	47	42	38	32	28	22	17											
3.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	9	52	141	240	199	117	74	56	48	43	35	30	24	18											
IA/P = 0.50																		*** TC = 0.1 HR ***															IA/P = 0.50									
0.0	0	0	0	0	0	70	539	377	196	171	154	134	117	108	99	89	83	77	67	61	59	56	51	46	43	42	40	38	34	30	28	0										
.10	0	0	0	0	0	47	375	376	256	199	169	146	126	114	102	92	85	79	73	68	62	59	56	52	47	43	42	40	38	34	30	28	0									
.20	0	0	0	0	0	31	260	338	283	227	189	160	138	112	99	90	83	77	72	64	60	57	53	48	44	42	41	39	35	30	28	0										
.30	0	0	0	0	0	0	21	180	285	284	246	208	176	131	110	97	88	82	76	68	62	59	54	50	45	43	41	39	36	31	28	0										
.40	0	0	0	0	0	0	14	125	232	266	253	223	192	142	115	100	91	83	77	69	63	59	55	50	45	43	41	40	36	31	28	0										
.50	0	0	0	0	0	0	9	86	183	239	248	231	205	154	122	104	93	85	79	71	64	59	55	51	46	43	41	40	36	32	28	0										
.75	0	0	0	0	0	0	3	31	87	147	190	211	213	184	147	121	103	92	84	75	67	61	57	52	47	44	42	40	37	32	28	0										
1.0	0	0	0	0	0	0	0	1	13	45	92	141	205	197	165	134	112	98	84	75	65	59	55	50	46	43	41	38	34	28	0											
1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	9	51	118	170	183	167	143	111	92	77	65	59	54	50	45	43	39	35	28	2										
2.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	15	51	103	148	168	156	127	96	76	65	58	54	49	45	41	37	29	12										
2.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	9	31	69	131	159	140	101	78	66	58	54	50	43	39	31	24											
3.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	11	46	101	151	134	99	77	65	59	54	45	41	33	26											
RAINFALL TYPE = II																		*** TC = 0.1 HR ***															SHEET 1 OF 10									

Exhibit 5-II: Tabular hydrograph unit discharges (csm/in) for type II rainfall distribution—continued

HYDROGRAPH TIME (HOURS)																
TIME (hr)	11.3	11.9	12.1	12.3	12.5	12.7	13.0	13.4	13.8	14.3	15.0	16.0	17.0	18.0	20.0	26.0
	11.0	11.6	12.0	12.2	12.4	12.6	12.8	13.2	13.6	14.0	14.6	15.5	16.5	17.5	19.0	22.0
IA/P = 0.10																
0.0	23	31	47	209	403	739	800	481	250	166	128	102	86	70	61	54
1.0	19	26	39	86	168	325	601	733	565	355	229	161	122	83	69	59
2.0	17	23	32	49	74	136	262	488	652	594	435	298	207	115	81	67
3.0	16	22	30	46	64	112	212	396	566	585	485	360	258	139	90	71
4.0	14	19	25	37	43	57	94	173	322	485	551	507	409	227	129	87
5.0	13	18	24	35	40	52	80	142	262	410	504	506	441	269	153	98
7.5	10	13	17	23	26	30	44	55	86	150	247	349	438	360	240	151
1.0	9	11	14	19	21	24	26	30	35	44	62	101	167	337	413	353
TC = 0.2 HR																
4.0	14	19	25	37	43	57	94	173	322	485	551	507	409	227	129	87
5.0	13	18	24	35	40	52	80	142	262	410	504	506	441	269	153	98
7.5	10	13	17	23	26	30	44	55	86	150	247	349	438	360	240	151
1.0	9	11	14	19	21	24	26	30	35	44	62	101	167	337	413	353
IA/P = 0.10																
1.5	6	8	10	13	14	15	17	19	21	23	26	30	37	73	166	288
2.0	4	5	7	8	9	10	11	12	14	15	16	18	23	31	55	114
2.5	3	4	5	6	6	7	7	8	9	9	10	11	12	15	18	22
3.0	1	2	3	4	4	5	5	6	6	7	7	8	9	11	12	16
TC = 0.2 HR																
4.0	14	19	25	37	43	57	94	173	322	485	551	507	409	227	129	87
5.0	13	18	24	35	40	52	80	142	262	410	504	506	441	269	153	98
7.5	10	13	17	23	26	30	44	55	86	150	247	349	438	360	240	151
1.0	9	11	14	19	21	24	26	30	35	44	62	101	167	337	413	353
IA/P = 0.30																
0.0	0	0	0	39	180	545	697	497	276	198	158	130	110	93	81	73
1.0	0	0	0	2	27	129	407	600	532	361	252	190	150	108	90	79
2.0	0	0	0	2	19	92	302	501	521	415	306	228	176	119	95	82
3.0	0	0	0	1	13	66	223	408	484	438	350	269	163	114	93	80
4.0	0	0	0	0	1	9	47	164	327	431	436	379	306	189	127	98
5.0	0	0	0	0	0	6	33	120	258	374	415	391	271	173	121	95
7.5	0	0	0	0	0	2	13	50	126	221	302	348	323	240	167	121
1.0	0	0	0	0	0	0	0	1	6	24	69	139	285	331	280	204
1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	16	79	186	271
2.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	24	80	163
2.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	6	28	77
3.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	30
TC = 0.2 HR																
4.0	14	19	25	37	43	57	94	173	322	485	551	507	409	227	129	87
5.0	13	18	24	35	40	52	80	142	262	410	504	506	441	269	153	98
7.5	10	13	17	23	26	30	44	55	86	150	247	349	438	360	240	151
1.0	9	11	14	19	21	24	26	30	35	44	62	101	167	337	413	353
IA/P = 0.50																
0.0	0	0	0	0	7	98	371	322	221	182	158	137	120	104	94	86
1.0	0	0	0	0	4	67	270	305	249	204	174	149	130	108	97	88
2.0	0	0	0	0	3	45	195	268	255	221	189	163	125	106	95	87
3.0	0	0	0	0	2	31	140	226	245	229	203	176	134	111	98	89
4.0	0	0	0	0	0	1	21	101	184	225	228	211	188	144	117	101
5.0	0	0	0	0	0	1	14	72	146	199	218	213	175	137	113	99
7.5	0	0	0	0	0	0	5	28	71	121	162	186	193	161	133	112
1.0	0	0	0	0	0	0	0	2	13	38	77	154	186	174	147	122
1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	22	71	129
2.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5	25
2.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	8
3.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
TC = 0.2 HR																
4.0	14	19	25	37	43	57	94	173	322	485	551	507	409	227	129	87
5.0	13	18	24	35	40	52	80	142	262	410	504	506	441	269	153	98
7.5	10	13	17	23	26	30	44	55	86	150	247	349	438	360	240	151
1.0	9	11	14	19	21	24	26	30	35	44	62	101	167	337	413	353
IA/P = 0.50																
0.0	0	0	0	0	11	64	251	525	574	454	303	221	173	140	104	88
1.0	0	0	0	0	7	45	183	411	520	476	360	268	205	133	101	85
2.0	0	0	0	0	5	32	132	318	452	468	396	310	240	151	109	90
3.0	0	0	0	0	3	22	96	244	383	440	411	344	217	142	105	87
4.0	0	0	0	0	0	2	16	69	186	317	399	407	365	246	160	115
5.0	0	0	0	0	0	2	11	50	140	258	352	389	327	223	149	110
7.5	0	0	0	0	0	0	1	4	20	63	135	219	290	335	281	205
1.0	0	0	0	0	0	0	0	2	9	32	78	216	320	306	243	176
1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	20	84	185	264
2.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	12	50	121
2.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	16	51
3.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	19
TC = 0.3 HR																
4.0	14	19	25	37	43	57	94	173	322	485	551	507	409	227	129	87
5.0	13	18	24	35	40	52	80	142	262	410	504	506	441	269	153	98
7.5	10	13	17	23	26	30	44	55	86	150	247	349	438	360	240	151
1.0	9	11	14	19	21	24	26	30	35	44	62	101	167	337	413	353
IA/P = 0.50																
0.0	0	0	0	0	1	25	151	299	277	219	187	162	141	113	100	90
1.0	0	0	0	0	1	17	106	235	263	234	202	175	152	120	104	93
2.0	0	0	0	0	0	12	75	182	236	234	213	188	144	116	101	91
3.0	0	0	0	0	0	8	52	138	203	224	217	197	154	123	105	94
4.0	0	0	0	0	0	0	5	37	105	170	206	213	203	164	131	110
5.0	0	0	0	0	0	0	4	26	78	140	184	203	191	155	126	107
7.5	0	0	0	0	0	0	1	10	34	73	117	153	184	173	146	122
1.0	0	0	0	0	0	0	0	4	17	42	114	168	178	159	134	114
1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	10	44	98	144	163	157
2.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	16	42	97	138
2.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	5	27	71	127
3.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
TC = 0.3 HR																
4.0	14	19	25	37	43	57	94	173	322	485	551	507	409	227	129	87
5.0	13	18	24	35	40	52	80	142	262	410	504	506	441	269	153	98
7.5	10	13	17	23	26	30	44	55	86	150	247	349	438	360	240	151
1.0	9	11	14	19	21	24	26	30	35	44	62	101	167	337	413	353
IA/P = 0.50																
0.0	0	0	0	0	1	25	151	299	277	219	187	162	141	113	100	90
1.0	0	0	0	0	1	17	106	235	263	234	202	175	152	120	104	93
2.0	0	0	0	0	0	12	75	182	236	234	213	188	144	116	101	91
3.0	0	0	0	0	0	8	52	138	203	224	217	197	154	123	105	94
4.0	0	0	0	0	0	0	5	37	105	170	206	213	203	164	131	110
5.0	0	0	0	0	0	0	4	26	78	140	184	203	191	155	126	107
7.5	0	0	0	0	0	0	1	10	34	73	117	153	184	173	146	122
1.0	0	0	0	0	0	0	0	4	17	42	114	168	178	159	134	114
1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	10	44	98	144	163	157
2.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	16	42	97	138
2.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	5			

Exhibit 5-II: Tabular hydrograph unit discharges (csm/in) for type II rainfall distribution—continued

TIME (hr)	HYDROGRAPH TIME (HOURS)																																					
	11.3		11.9		12.1		12.3		12.5		12.7		13.0		13.4		13.8		14.3		15.0		16.0		17.0		18.0		20.0		26.0							
	11.0	11.6	12.0	12.2	12.4	12.5	12.6	12.8	13.2	13.6	14.0	14.6	15.5	16.5	17.5	19.0	22.0																					
																			IA/P = 0.10										IA/P = 0.10									
0.0	18	25	36	77	141	271	468	592	574	431	298	216	163	104	77	63	55	49	44	38	34	31	28	25	22	21	20	18	16	14	12	0	0					
.10	18	24	34	67	116	219	385	523	557	473	357	263	196	119	84	67	57	51	46	39	35	32	29	25	22	21	20	19	16	14	12	0	0					
.20	15	20	28	44	59	97	179	316	454	523	489	401	309	178	112	81	67	56	49	42	37	33	29	26	22	21	20	19	17	14	12	0	0					
.30	15	20	27	41	53	82	147	260	389	478	486	429	349	210	129	89	69	58	51	43	38	33	30	27	24	21	20	19	17	14	12	0	0					
.40	13	17	23	33	38	48	71	121	214	331	429	467	442	308	189	120	85	66	56	47	41	35	31	28	24	22	20	19	17	15	12	0	0					
.50	12	16	22	31	36	44	62	102	176	279	379	438	440	339	218	137	94	71	59	49	42	35	31	28	25	22	21	19	17	15	12	0	0					
.75	10	13	17	24	26	30	45	65	106	170	251	326	399	34	245	164	112	59	49	40	33	29	25	22	20	18	16	14	12	0	0	0	0					
1.0	8	10	13	17	19	21	24	27	31	37	50	75	118	251	360	376	292	205	138	83	60	45	36	32	28	25	22	21	18	16	12	0	1					
1.5	6	7	9	12	13	14	15	17	19	21	23	26	31	56	127	224	311	333	293	192	115	66	45	36	31	28	25	22	19	17	13	4	9					
2.0	4	5	6	8	8	9	10	10	11	12	14	15	16	20	43	85	159	243	306	264	154	74	47	37	32	28	25	22	19	18	14	0	0					
2.5	2	3	4	5	6	6	7	7	8	9	9	10	11	13	16	20	27	46	85	184	285	262	147	74	47	37	32	28	22	19	15	0	0					
3.0	1	2	2	3	4	4	4	5	5	6	6	7	7	8	11	12	14	17	23	47	109	227	268	160	83	50	38	32	25	22	16	11	0	0				
																			IA/P = 0.30										IA/P = 0.30									
0.0	0	0	0	0	0	0	26	113	296	480	495	413	306	234	186	127	100	84	74	67	61	54	49	45	41	37	33	31	29	28	25	21	19	0	0			
.10	0	0	0	0	0	0	2	18	81	224	395	462	430	347	272	172	121	96	82	73	66	57	51	46	42	38	34	31	30	28	25	22	19	0	0			
.20	0	0	0	0	0	0	2	13	59	169	320	414	424	373	305	196	134	103	85	75	67	59	52	47	43	39	34	32	30	29	25	22	19	0	0			
.30	0	0	0	0	0	0	1	9	42	127	255	361	403	383	274	181	127	99	83	73	63	55	48	44	40	36	32	30	29	26	23	19	0	0				
.40	0	0	0	0	0	0	0	6	30	94	202	308	372	379	298	203	141	106	87	76	65	56	49	44	40	36	32	31	29	26	23	19	0	0				
.50	0	0	0	0	0	0	0	4	21	70	158	258	334	364	270	187	133	102	85	70	60	51	46	41	37	32	31	30	28	26	23	19	0	0				
.75	0	0	0	0	0	0	0	2	8	30	76	145	219	321	305	241	177	130	102	78	65	55	47	43	38	34	32	30	29	27	24	19	0	0				
1.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	4	15	42	150	267	308	272	209	154	103	79	65	52	41	45	41	37	33	31	28	25	19	0	1				
1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	226	274	263	195	131	85	62	51	45	41	36	33	29	26	20	6	0				
2.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	6	31	86	162	252	239	162	93	64	52	45	41	37	31	28	21	15	0	0			
2.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	9	33	112	202	235	155	92	64	52	45	41	33	29	23	18	0	0				
3.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	21	76	182	221	148	90	63	51	45	41	36	31	24	0	0				
																			IA/P = 0.50										IA/P = 0.50									
0.0	0	0	0	0	0	0	0	59	168	245	257	213	186	163	128	109	96	88	81	75	67	62	58	54	50	45	43	41	39	35	31	28	0	0				
.10	0	0	0	0	0	0	0	5	41	125	205	240	222	198	154	123	106	94	86	79	71	64	60	56	51	46	43	42	40	36	32	28	0	0				
.20	0	0	0	0	0	0	0	3	28	93	168	216	220	205	164	131	110	97	88	81	72	65	60	56	51	46	43	42	40	36	32	28	0	0				
.30	0	0	0	0	0	0	0	2	20	69	135	189	209	192	155	126	107	95	86	77	69	62	57	53	48	44	42	41	37	33	28	0	0					
.40	0	0	0	0	0	0	0	1	14	50	106	161	193	202	163	133	112	98	89	78	70	62	58	53	48	44	42	41	37	33	28	0	0					
.50	0	0	0	0	0	0	0	1	9	37	83	135	174	194	171	140	117	102	91	80	71	63	58	54	49	45	43	41	37	33	28	0	0					
.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	15	40	76	147	177	169	146	124	107	90	79	69	63	56	51	47	43	42	38	34	28	0	0					
1.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	7	21	78	141	173	167	146	125	101	86	73	63	58	53	48	45	42	39	35	28	0	1					
1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5	26	71	121	153	159	139	113	89	72	63	57	53	48	44	40	37	29	7	20				
2.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	16	45	86	138	150	125	93	74	64	58	53	48	42	39	31	27	0	0				
2.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	17	59	112	143	111	73	67	63	57	53	45	40	34	20	0	0				
3.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	11	40	101	138	117	90	73	63	57	48	42	39	31	27	0	0				
																			RAINFALL TYPE = II										*** TC = 0.4 HR ***									
SHEET 4 OF 10																																						

Exhibit 5-II: Tabular hydrograph unit discharges (csm/in) for type II rainfall distribution—continued

TIME (hr)	HYDROGRAPH TIME (HOURS)																																
	11.3		11.9		12.1		12.3		12.5		12.7		13.0		13.4		13.8		14.3		15.0		16.0		17.0		18.0		20.0		26.0		
	11.0	11.6	12.0	12.2	12.4	12.6	12.8	13.2	13.6	14.0	14.6	15.5	16.5	17.5	19.0	22.0																	
IA/P = 0.10																IA/P = 0.10																	
0.0	17	23	32	57	94	170	308	467	529	507	402	297	226	140	96	74	61	53	47	41	36	32	29	26	23	21	20	19	16	14	12	0	
.10	16	22	30	51	80	140	252	395	484	499	434	343	265	162	108	80	65	55	49	42	36	33	29	26	23	21	20	19	16	14	12	0	
.20	14	19	25	38	47	69	116	207	332	434	477	449	378	238	149	101	77	62	53	45	39	34	30	27	24	22	20	19	17	15	12	0	
.30	13	18	24	35	43	60	97	170	278	382	446	448	401	270	171	114	86	66	56	46	40	34	31	27	24	22	20	19	17	15	12	0	
TC = 0.5 HR																																	
.40	12	15	21	29	33	40	53	83	141	233	332	408	434	263	143	157	107	79	64	51	43	36	32	28	25	22	21	20	17	15	12	0	
.50	11	15	20	28	31	37	48	71	118	194	286	367	412	378	271	178	119	86	68	53	44	37	32	29	25	23	21	20	17	15	12	0	
.75	9	11	14	19	21	24	27	31	37	49	74	118	182	319	374	328	244	169	117	76	56	43	35	31	28	25	22	21	18	16	12	1	
1.0	7	9	12	16	17	19	21	24	27	32	40	55	83	188	309	359	322	245	172	102	68	49	38	32	29	26	23	21	19	16	12	1	
1.5	5	7	8	11	12	13	14	15	17	19	21	23	27	43	89	175	269	322	309	225	140	77	49	38	32	29	23	25	23	20	17	13	5
2.0	3	4	6	7	8	8	9	10	10	11	12	14	15	18	23	35	65	123	202	297	280	181	88	52	39	33	29	26	21	19	14	10	0
2.5	0	3	5	6	6	7	7	8	9	9	10	12	13	18	24	36	66	150	244	278	211	77	52	39	33	28	25	22	20	15	10	5	0
3.0	1	2	3	3	4	4	4	5	5	6	6	7	8	9	11	13	16	20	37	86	198	263	182	96	56	40	33	26	21	16	11	6	11
IA/P = 0.30																IA/P = 0.30																	
0.0	0	0	0	1	9	53	157	314	433	439	379	299	237	159	118	95	81	71	65	56	50	46	42	38	35	32	30	28	25	22	19	0	
.10	0	0	0	0	1	6	37	117	248	372	416	496	391	330	218	158	113	92	79	70	60	53	47	43	39	34	31	30	28	26	22	19	0
.20	0	0	0	0	0	4	26	87	194	313	381	477	388	308	212	142	102	82	73	62	54	48	43	39	35	32	30	28	26	22	19	0	
.30	0	0	0	0	0	3	19	64	151	259	341	372	316	223	156	117	94	80	67	58	50	45	41	36	33	31	29	26	23	19	0	0	
.40	0	0	0	0	0	0	2	13	47	116	211	298	354	328	245	172	127	100	83	69	59	51	45	41	37	33	31	29	26	23	19	0	
.50	0	0	0	0	0	0	0	1	9	34	89	170	255	341	303	225	161	120	96	76	64	54	47	42	38	34	31	30	27	24	19	0	
.75	0	0	0	0	0	0	0	1	4	14	41	89	152	205	268	207	155	118	87	70	57	48	44	40	35	32	30	27	24	19	0		
1.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	7	22	98	212	295	285	237	181	120	88	67	53	46	42	38	34	31	28	25	19	2	
1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5	30	95	183	249	265	217	152	96	66	53	46	41	37	34	30	26	20	8	
2.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	18	59	125	221	245	182	105	69	54	47	42	38	32	28	22	16	
2.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	5	21	84	174	230	172	103	69	54	46	42	34	30	23	18	
3.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	13	56	157	217	163	101	68	53	46	37	31	25	18	
IA/P = 0.50																IA/P = 0.50																	
0.0	0	0	0	0	0	0	2	26	89	170	217	229	200	179	144	119	104	93	85	78	70	64	59	55	51	46	43	41	40	36	32	28	0
.10	0	0	0	0	0	0	1	18	65	135	190	216	205	175	137	115	101	91	83	74	67	61	56	52	47	44	42	40	36	32	28	0	
.20	0	0	0	0	0	0	1	12	47	106	162	198	203	177	145	121	105	94	85	76	68	61	57	52	48	44	42	40	37	32	28	0	
.30	0	0	0	0	0	0	0	1	8	34	82	135	173	194	168	139	117	102	92	80	71	63	58	54	49	45	43	41	37	33	28	0	
.40	0	0	0	0	0	0	0	0	6	25	63	111	155	189	177	146	122	106	94	82	73	64	58	54	50	45	43	41	37	33	28	0	
.50	0	0	0	0	0	0	0	0	4	18	48	90	133	184	174	152	128	110	97	84	74	65	59	55	50	45	43	41	38	33	28	0	
.75	0	0	0	0	0	0	0	1	7	22	47	80	142	167	169	144	124	108	91	79	68	61	56	51	47	44	42	38	34	28	0		
1.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	3	11	51	112	155	166	154	134	109	91	76	65	59	54	49	45	43	39	35	28	2	
1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	16	50	97	136	154	145	121	95	74	64	58	54	49	45	41	37	29	10	
2.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	18	47	86	134	146	125	94	72	64	58	53	49	44	40	33	21	27	
2.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	21	
3.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	27	
RAINFALL TYPE = II																																	
TC = 0.5 HR																TC = 0.5 HR																	
SHEET 5 OF 10																																	

Exhibit 5-II: Tabular hydrograph unit discharges (csm/in) for type II rainfall distribution—continued

TIME (hr)	HYDROGRAPH TIME (HOURS)																															
	11.3	11.6	11.9	12.1	12.3	12.5	12.7	13.0	13.4	13.8	14.3	15.0	16.0	17.0	18.0	20.0	26.0															
0.0	13	18	24	36	46	68	115	194	294	380	424	410	369	252	172	123	93	74	61	49	41	35	31	27	24	22	20	19	17	15	12	0
.10	13	17	23	34	42	59	97	162	250	337	395	405	381	279	191	135	100	79	65	51	42	36	31	28	25	22	21	19	17	15	12	0
.20	11	15	20	28	32	39	52	82	135	211	295	362	391	351	255	178	127	95	75	57	46	38	32	29	26	23	21	20	17	15	12	0
.30	11	14	19	26	30	36	47	70	113	179	256	326	379	360	277	196	140	103	80	60	48	38	33	29	26	23	21	20	18	15	12	0
.40	10	12	16	22	25	28	33	42	61	96	151	221	291	367	336	255	182	131	98	69	54	42	34	30	27	24	22	20	18	16	12	0
.50	9	12	16	21	24	27	31	39	53	82	128	190	258	358	343	274	200	144	106	74	56	43	35	30	27	24	22	20	18	16	12	0
.75	8	10	13	17	18	21	23	26	31	39	55	85	122	230	314	329	281	217	161	104	72	51	38	33	29	26	23	21	19	16	12	1
1.0	6	8	10	13	14	15	17	19	21	23	27	32	42	89	177	272	319	303	249	163	105	66	45	36	31	27	24	22	19	17	13	3
1.5	4	6	7	9	10	10	11	12	14	15	16	18	20	27	46	90	163	241	295	275	204	119	66	45	35	31	27	24	20	18	13	7
2.0	3	4	5	6	7	7	8	9	9	10	11	12	13	16	20	28	48	89	151	245	274	260	115	65	44	35	30	27	22	19	14	10
2.5	1	2	3	4	4	5	5	6	6	7	7	8	8	10	12	14	17	24	37	86	170	260	219	127	71	47	36	31	24	20	16	11
3.0	1	1	2	3	3	3	4	4	4	5	5	5	6	7	8	10	11	14	17	30	64	157	247	205	122	70	46	36	27	22	17	12
IA/P = 0.10	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
*** TC = 0.75 HR ***	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
IA/P = 0.30	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
0.0	0	0	0	0	1	6	30	86	174	266	326	348	328	246	181	138	110	92	79	66	57	49	44	40	36	32	31	29	26	23	19	0
.10	0	0	0	0	1	4	22	65	137	223	292	329	303	228	170	131	106	89	73	61	52	46	41	37	33	31	29	26	23	19	0	
.20	0	0	0	0	0	3	15	48	108	185	256	305	321	245	184	141	112	93	75	63	53	46	42	37	34	31	30	27	23	19	0	
.30	0	0	0	0	0	2	11	36	84	151	221	277	308	260	199	152	120	98	78	65	54	47	42	38	34	31	30	27	23	19	0	
.40	0	0	0	0	0	0	1	8	27	65	122	188	286	301	243	187	144	114	87	71	57	48	43	39	35	32	30	27	24	19	1	
.50	0	0	0	0	0	0	1	6	20	50	98	158	263	292	254	200	155	122	91	74	59	49	44	40	35	32	30	27	24	19	1	
.75	0	0	0	0	0	0	0	0	2	8	23	51	140	231	269	253	211	167	119	90	68	53	46	42	37	34	31	28	25	19	2	
1.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	4	29	96	186	249	261	231	169	120	84	61	50	44	40	36	33	29	26	20	5	
1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	8	34	91	163	220	241	197	131	83	61	50	44	40	35	31	27	21	12	
2.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	11	36	85	174	226	200	127	82	60	49	44	39	32	29	22	17		
2.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	6	37	105	196	214	135	87	62	51	44	36	31	24	18		
3.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	24	96	205	189	130	85	62	50	39	32	26	18		
IA/P = 0.50	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
*** TC = 0.75 HR ***	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
IA/P = 1.50	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
0.0	0	0	0	0	0	2	16	45	92	137	166	185	170	146	125	110	98	89	79	70	63	58	53	48	44	42	41	37	33	28	0	
.10	0	0	0	0	0	1	11	34	73	115	149	180	163	141	122	107	96	84	74	65	59	54	50	45	43	41	38	33	28	0		
.20	0	0	0	0	0	0	1	8	25	57	96	131	173	166	146	126	111	99	86	76	66	59	55	50	46	43	41	38	34	28	0	
.30	0	0	0	0	0	0	1	5	18	44	79	143	170	160	141	122	108	92	81	69	61	56	52	47	44	42	38	34	28	0		
.40	0	0	0	0	0	0	0	0	4	14	34	64	127	166	162	145	127	111	95	82	70	62	57	52	47	44	42	38	34	28	1	
.50	0	0	0	0	0	0	0	0	2	10	26	82	138	162	157	140	123	103	88	75	64	58	53	49	45	43	39	35	28	2		
.75	0	0	0	0	0	0	0	0	1	4	12	47	98	139	154	148	135	113	96	80	67	60	55	50	46	43	39	36	29	3		
1.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	6	30	73	119	146	151	134	113	91	74	63	58	53	48	45	41	37	29	7			
1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	9	30	66	105	143	143	117	90	73	63	57	52	48	42	39	30	18	
2.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	11	30	77	121	137	114	88	72	63	57	52	44	40	32	25		
2.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	3	19	55	111	132	111	87	71	62	56	47	42	34	27		
3.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	12	51	112	128	108	86	71	62	51	44	36	27		
RAINFALL TYPE = II	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
*** TC = 0.75 HR ***	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
SHEET 6 OF 10	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+

Exhibit 5-II: Tabular hydrograph unit discharges (csm/in) for type II rainfall distribution—continued

TRVL TIME (hr)	HYDROGRAPH TIME (HOURS)																																	
	11.3	11.6	11.9	12.1	12.3	12.5	12.7	13.0	13.4	13.6	13.8	14.0	14.3	15.0	16.0	17.0	18.0	19.0	20.0	22.0	26.0													
	11.0	11.3	11.6	11.9	12.0	12.2	12.3	12.4	12.6	12.8	13.2	13.4	13.6	13.8	14.0	14.3	14.6	15.5	16.5	17.5	18.5	19.5	20.5	22.5	26.5									
IA/P = 0.10																								IA/P = 0.10										
0.0	11	15	20	29	35	47	72	112	168	231	289	329	357	313	239	175	133	103	83	63	50	40	33	29	26	23	21	20	17	15	12	0		
.10	10	10	13	17	24	27	42	62	95	144	202	260	306	340	293	222	165	126	98	72	56	43	35	30	27	24	22	20	18	15	12	0		
.20	10	13	17	23	26	30	38	54	82	123	176	232	281	332	303	238	179	136	105	76	59	45	35	30	27	24	22	20	18	15	12	0		
.30	9	12	16	22	24	28	35	48	70	105	152	205	256	323	310	254	193	146	113	81	61	46	36	31	27	24	22	20	18	16	12	1		
.40	8	11	14	19	21	23	27	32	42	61	91	132	181	276	318	294	237	181	138	95	70	51	39	32	28	25	23	21	18	16	12	1		
.50	8	10	13	18	20	22	25	30	38	53	78	114	159	253	311	300	251	195	149	102	74	53	40	33	29	25	23	21	18	16	12	1		
.75	7	8	11	14	16	17	19	21	25	30	38	53	76	146	228	284	293	256	208	143	99	66	46	36	31	27	24	22	19	17	13	2		
1.0	5	7	8	11	12	13	14	16	17	19	22	25	31	57	111	188	256	286	272	208	144	90	56	41	33	29	26	23	20	17	13	4		
IA/P = 0.30																								IA/P = 0.30										
1.5	4	5	6	8	8	9	10	11	12	13	14	15	17	22	33	59	107	171	231	268	235	157	88	56	41	33	29	25	21	18	14	8		
2.0	2	3	4	5	5	6	6	7	7	8	9	9	10	12	15	19	27	44	78	157	231	252	167	96	59	42	34	29	23	20	15	11		
2.5	1	2	2	3	4	4	4	5	5	6	6	6	7	8	10	12	15	19	27	58	120	214	241	159	94	59	42	34	26	21	16	11		
3.0	0	1	1	2	2	3	3	3	4	4	5	5	6	6	7	8	10	12	14	22	44	113	214	231	152	91	58	42	29	23	17	12		
IA/P = 0.50																								IA/P = 0.50										
0.0	0	0	0	0	1	4	16	42	83	137	195	243	271	292	227	178	143	117	98	79	66	55	47	42	38	34	31	30	27	23	19	0		
.10	0	0	0	0	0	0	1	12	32	66	113	168	216	259	260	213	169	136	113	88	72	59	49	43	39	35	32	30	27	24	19	1		
.20	0	0	0	0	0	0	2	9	24	52	93	143	193	271	271	225	180	145	119	92	75	60	50	44	39	35	32	30	27	24	19	1		
.30	0	0	0	0	0	0	1	6	18	41	75	120	169	246	264	234	191	153	125	96	78	62	51	44	40	36	33	31	27	24	19	1		
.40	0	0	0	0	0	0	0	1	4	14	32	61	100	190	251	259	222	181	146	109	86	67	53	46	41	37	33	31	28	25	19	2		
.50	0	0	0	0	0	0	0	1	3	10	24	49	83	168	237	254	230	191	155	122	90	70	54	47	42	37	34	31	28	25	19	2		
.75	0	0	0	0	0	0	0	1	4	12	25	76	150	213	239	228	198	149	112	82	61	50	40	34	30	29	25	35	32	29	26	20	4	
1.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	2	15	51	113	182	226	234	197	150	104	72	56	47	42	38	34	30	27	24	20	17	13	2	
1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	18	51	104	162	220	210	158	102	71	56	47	42	37	31	28	22	13	1	
2.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	5	20	49	121	187	209	152	100	70	55	47	41	34	29	23	18	1	
2.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	9	32	87	171	196	140	98	69	54	47	42	37	31	28	22	18	1
3.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	13	62	158	192	151	103	73	56	41	34	26	18	1		
IA/P = 0.50																								IA/P = 0.50										
0.0	0	0	0	0	0	1	7	21	42	71	101	126	160	155	133	123	110	100	87	77	67	60	55	50	46	43	41	38	34	28	1	+		
.10	0	0	0	0	0	1	5	15	33	58	87	124	156	149	134	120	108	94	84	72	62	57	52	47	44	42	40	37	33	28	1	+		
.20	0	0	0	0	0	1	4	12	26	48	74	123	153	153	135	123	111	95	84	72	63	57	52	47	44	42	38	34	28	1	+			
.30	0	0	0	0	0	0	3	9	20	38	62	111	143	150	140	127	114	98	86	73	63	58	53	48	45	42	39	35	28	1	+			
.40	0	0	0	0	0	0	0	2	6	16	31	75	120	145	148	137	123	106	91	77	66	59	54	49	45	43	39	35	29	2	+			
.50	0	0	0	0	0	0	1	5	12	22	66	140	146	140	127	108	94	84	72	63	58	50	46	43	40	37	33	29	24	20	15	+		
.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	12	39	78	115	96	125	133	117	101	84	70	62	56	50	46	43	40	37	32	27	22	+		
1.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	7	26	59	95	125	139	137	117	97	78	66	59	54	49	46	41	37	32	27	22	+		
1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	9	26	54	86	123	133	119	95	77	66	59	54	49	43	39	31	17	+		
2.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	10	25	64	104	134	129	116	93	76	65	58	53	45	41	33	24	+		
2.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	34	66	98	122	114	94	77	66	53	45	37	27	27	+		
3.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	32	89	122	114	94	77	66	53	45	37	27	+		
RAINFALL TYPE = II																								RAINFALL TYPE = II										
TC = 1.0 HR																								TC = 1.0 HR										
SHEET 7 OF 10																																		

Exhibit 5-II: Tabular hydrograph unit discharges (csm/in) for type II rainfall distribution —continued

TRVL TIME (hr)	11.3	11.9	12.1	12.3	12.5	12.7	13.0	13.4	13.8	14.3	15.0	16.0	17.0	18.0	20.0	26.0
HYDROGRAPH TIME (HOURS)	11.0	11.6	12.0	12.2	12.4	12.6	12.8	13.2	13.6	14.0	14.6	15.5	16.5	17.5	19.0	22.0
	IA/P = 0.10								TC = 1.25 HR							
	IA/P = 0.10								IA/P = 0.10							
0.0	10	13	18	25	29	38	54	81	118	163	213	256	284	311	266	212
.10	10	13	17	23	27	34	47	69	102	143	189	234	267	297	274	226
.20	9	11	15	20	22	26	31	42	60	88	124	168	212	280	292	261
.30	8	11	14	19	21	24	29	38	53	76	108	148	190	263	288	268
.40	8	10	13	18	20	23	27	34	46	66	94	130	170	245	282	273
.50	7	9	12	16	17	19	22	25	31	41	58	82	114	190	256	279
.75	6	8	10	14	15	17	19	21	25	31	41	56	78	139	207	254
1.0	5	6	8	10	11	13	14	15	17	19	22	26	33	60	109	173
1.5	3	4	5	7	7	8	9	9	10	11	12	13	15	19	27	45
2.0	2	3	4	5	6	7	7	8	9	10	11	13	16	22	35	59
2.5	1	2	3	4	4	5	5	6	7	8	10	12	14	19	28	58
3.0	0	1	2	3	3	4	4	5	6	7	9	10	13	19	35	88
	IA/P = 0.30								TC = 1.25 HR							
	IA/P = 0.30								IA/P = 0.30							
0.0	0	0	0	0	0	2	9	25	50	86	130	174	208	253	235	201
.10	0	0	0	0	0	1	6	19	40	71	110	153	217	247	227	191
.20	0	0	0	0	0	1	4	14	31	58	93	133	202	239	231	199
.30	0	0	0	0	0	0	1	3	10	24	46	77	152	210	236	222
.40	0	0	0	0	0	0	0	2	8	19	37	64	134	196	232	225
.50	0	0	0	0	0	0	0	0	2	6	14	30	82	151	206	228
.75	0	0	0	0	0	0	0	0	1	2	7	15	49	105	164	205
1.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	9	32	77	134
1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	11	33
2.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	7	21
2.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	13	46	121
3.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	8	44
	IA/P = 0.50								TC = 1.25 HR							
	IA/P = 0.50								IA/P = 0.50							
0.0	0	0	0	0	0	1	5	13	26	44	68	91	125	142	142	128
.10	0	0	0	0	0	0	3	10	20	36	57	100	129	140	136	125
.20	0	0	0	0	0	0	2	7	16	30	48	90	122	139	139	127
.30	0	0	0	0	0	0	0	2	5	12	24	59	98	126	137	134
.40	0	0	0	0	0	0	0	1	4	10	19	51	89	119	134	136
.50	0	0	0	0	0	0	0	1	3	7	15	43	79	112	131	135
.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	3	15	39	71	102	123
1.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	4	17	40	71	101
1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	10	26	51
2.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	3	11	35
2.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	7	24
3.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	4
	RAINFALL TYPE = II								TC = 1.25 HR							

SHEET 8 OF 10

Cálculos nas unidades inglesas

Talvez a melhor solução é fazer os cálculos nas unidades inglesas e depois converter cfs para m³/s. Devido a isto é que apresentamos o Exemplo (26.7) todo feito nas unidades inglesas para não haver problemas de conversão de unidades.

Exemplo 26.7-

Vamos dar um exemplo que está no capítulo 6, 2005 *Waterware Consultants, Centerville, OH, USA*. Calcular a hidrógrafa de cada subbacia, sendo a subbacia A com 120 acre e a subbacia B com 90 acres conforme Figura (26.6).

Os valores de CN respectivamente são de 75 e 68.

Tabela 26.12- Fornecimento de dados

Parâmetro	Subbacia A	Subbacia B
CN	75	68
Tc (tempo de concentração) em horas	0,95	0,60
Tt= travel time (horas)	0,50	0
Área das bacias	120 acres (0,19mi ²)	90acres (0,14mi ²)

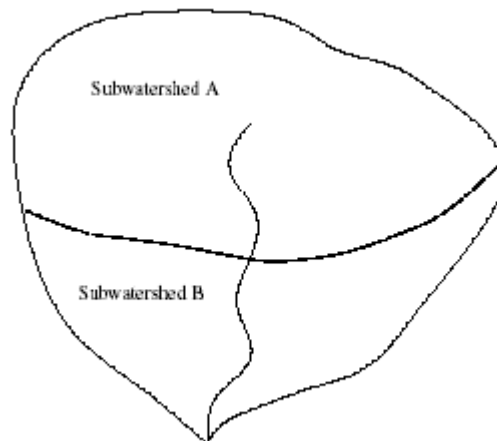


Figura 26.6- Subbacias A e B

Para a subbacia A

$$S_a = 1000/CN_a - 10 = 1000/75 - 10 = 3,33 \text{ inches}$$

$$I_a = 0,2S_a = 0,2 \times 3,33 = 0,67 \text{ inches}$$

$$R_a = (P_{24} - 0,2 \times S_a)^2 / (P_{24} + 0,80 \times S_a) = (5,3 - 0,67)^2 / (5,3 + 0,8 \times 3,33) = 2,69 \text{ inches}$$

$$Q(t) = Q_{TR55} \times 0,19 \text{mi}^2 \times R_a = Q \times 0,19 \times 2,69 = 0,5111 \times Q$$

Para a subbacia B

$$S_b = 1000/CN_b - 10 = 1000/68 - 10 = 4,71 \text{ inches}$$

$$I_b = 0,2S_b = 0,2 \times 4,71 = 0,94 \text{ inches}$$

$$R_b = (P_{24} - 0,2 \times S_b)^2 / (P_{24} + 0,80 \times S_b) = (5,3 - 0,94)^2 / (5,3 + 0,8 \times 4,71) = 2,10 \text{ inches}$$

$$Q(t) = Q_{TR55} \times 0,134 \text{ in}^2 \times R_a = Q \times 0,14 \times 2,10 = 0,294 \times Q$$

$$Q(t) = Q_{TR55} \times A \times R$$

Consultando a Tabela II para $t_c = 0,50 \text{ h}$ e *Travel time* = 0,50h

Achamos para 12h o valor 20 é achado na Tabela para o Tipo II

$$Q(t) = Q_{TR55} \times 0,19 \text{ mi}^2 \times R_a = Q \times 0,19 \times 2,69 = 0,5111 \times Q$$

$$Q(t) = Q_{TR55} \times 0,19 \text{ mi}^2 \times R_a = Q \times 0,19 \times 2,69 = 0,5111 \times 20 = 10,22 \text{ cfs}$$

Tabela 26.13- Tabela de cálculos do TR-55 em unidades inglesas

Tempo	Tabular A	Tabular B	Runoff A	Runoff B	Soma
(h)	(cms/in) Cubic ft /sec Square Mile per inch		(cfs)		(cfs)
1	2	3	4	5	6
					5+5
11,0	8	17	4,09	5,00	9,09
11,3	10	23	5,11	6,76	11,87
11,6	13	32	6,64	9,41	16,05
11,9	18	57	9,20	16,76	25,96
12,0	20	94	10,22	27,64	37,86
12,1	22	170	11,24	49,98	61,22
12,2	25	308	12,78	90,55	103,33
12,3	30	467	15,33	137,30	152,63
12,4	38	529	19,42	155,53	174,95
12,5	53	507	27,09	149,06	176,15
12,6	78	402	39,87	118,19	158,05
12,7	114	297	58,27	87,32	145,58
12,8	159	226	81,26	66,44	147,71
13,0	253	140	129,31	41,16	170,47
13,2	311	96	158,95	28,22	187,18
13,4	300	74	153,33	21,76	175,09
13,6	251	61	128,29	17,93	146,22
13,8	195	53	99,66	15,58	115,25
14,0	149	47	76,15	13,82	89,97
14,3	102	41	52,13	12,05	64,19
14,6	74	36	37,82	10,58	48,41
15,0	53	32	27,09	9,41	36,50
15,5	40	29	20,44	8,53	28,97
16,0	33	26	16,87	7,64	24,51
16,5	29	23	14,82	6,76	21,58
17,0	25	21	12,78	6,17	18,95
17,5	23	20	11,76	5,88	17,64
18,0	21	19	10,73	5,59	16,32
19,0	18	16	9,20	4,70	13,90
20,0	16	14	8,18	4,12	12,29
22,0	12	12	6,13	3,53	9,66
26,0	1	0	0,51	0,00	0,51

Capítulo 38

Método do SCS

“Quando os anjos estão sozinhos ouvem Mozart”
Teólogo Karl Barth

SUMÁRIO

Ordem	Assunto
38.1	Introdução
38.2	Hidrograma unitário
38.3	Hidrograma unitário sintético curvilíneo e triangular
38.4	Convolução
38.5	Uso do SCS
38.6	Tempo de pico pelo Método Colorado
38.7	Aplicação na bacia do rio Baquirivu-Guaçu em Guarulhos
38.8	Fórmula Califórnia Culverts Practice

23 páginas

Capítulo 38- Método do SCS (NRCS)

38.1- Introdução

O método do SCS (*Soil Conservation Service*) é mais conhecido nos Estados Unidos e o mais aplicado e cujo nome novo é NRCS (*National Resources Conservation Service*). É aplicado para áreas que variam de 3km² a 250km².

Está baseado no conceito de hidrograma unitário que foi proposto pela primeira vez em 1932 por Sherman usando 1cm para a chuva excedente para as unidades do Sistema Internacional (SI). O termo unitário foi usado por Sherman para denominar a unidade do tempo mas com o tempo foi interpretado como a unidade da chuva excedente de 1cm (Ven Te Chow, Maidment e Mays, 1988, p. 214). Snyder desenvolveu o hidrograma unitário sintético em 1938.

Conforme Linsley, Kohler e Paulhus, 1982, o hidrograma unitário segundo Sherman é típico para cada bacia. Um hidrograma unitário de uma bacia não serve para outra. O hidrograma unitário pode ser definido como o hidrograma resultante de um escoamento superficial de 1cm de uma chuva com uma determinada duração.

Na prática para se obter o hidrograma unitário é necessário a análise das precipitações e vazões daquela bacia em estudo. Como usualmente não temos estes dados, o que fazemos é usar fórmulas empíricas, quando então teremos o que chamamos de *hidrograma sintético*.

No hidrograma sintético, segundo Porto, 1995, é determinada a vazão de pico e a forma do hidrograma baseado em um triângulo tendo as características físicas da bacia.

38.2 Hidrograma unitário

As hipóteses básicas do hidrograma unitário segundo Drenagem Urbana, 1986, p.142 e de McCuen, 1998 são as seguintes:

- a intensidade da chuva efetiva é constante durante a tempestade que produz o hidrograma unitário;
- a chuva efetiva é uniformemente distribuída em toda a área de drenagem da bacia;
- o tempo base ou tempo de duração do hidrograma do deflúvio superficial direto devido a uma chuva efetiva de duração unitária é constante e
- os efeitos de todas as características de uma dada bacia de drenagem, incluindo forma, declividade, retenção, infiltração, rede de drenagem, capacidade de escoamento do canal, etc. são refletidos na forma do hidrograma unitário da bacia.

As características do hidrograma unitário estão na Figura (38.1) onde se pode visualizar as variáveis *ta*, *tb*, *tp*, *tc* e *Vesd*.

Vamos definir cada variável do hidrograma unitário sintético do SCS, baseado nas Diretrizes Básicas para projetos de drenagem urbana no município de São Paulo, 1998.

Tempo de retardamento (tp) e tempo de ascensão (ta)

É o tempo que vai do centro de massa do hietograma da chuva excedente até o pico do hidrograma.

Portanto conforme Figura (38.1):

$$ta = tp + D/2 \quad \text{(Equação 38.1)}$$

Sendo:

ta= tempo de ascensão ou seja o tempo base do hidrograma unitário

D= duração da chuva unitária.

Tempo de concentração t_c

É o tempo decorrido desde o término da chuva até o ponto de inflexão no trecho descendente do hidrograma.

Conforme Ven Te Chow, 1988 p. 229 o *Soil Conservation Service* (SCS) após estudos em um quantidade muito grande de pequenas e grandes bacias mostraram que aproximadamente vale a seguinte relação:

$$t_p = 0,6 \cdot t_c \quad (\text{Equação 38.2})$$

ou seja

$$t_a = 0,6 \cdot t_c + D/2 \quad (\text{Equação 38.3})$$

$$t_a = (10/9) \cdot t_p \quad (\text{Equação 38.4})$$

A vazão de pico Q_p é definido pelo SCS como sendo:

$$Q_p = 2,08 \cdot A / t_a \quad (\text{Equação 38.5})$$

Sendo:

Q_p = vazão de pico (m^3/s);

A = área da bacia (km^2) e

t_a = tempo de ascensão em horas que vai do início da chuva até a vazão de pico do hidrograma conforme Figura (38.1).

Na cidade do Rio de Janeiro a Rio Aguas, 2010 adota para região urbanizada:

$$Q_p = 2,47 \cdot A / t_a$$

Nota: o valor 2,08 é usado pelo SCS como uma média geral e que corresponde nas unidades inglesas ao fator de pico (PF) igual a 484, mas para regiões planas com poças de água e declividades menores ou iguais a 2% poder-se-ia usar o valor 300 que corresponde nas unidades SI que estamos usando de 1,29 substituindo o valor de 2,08. Nos Estados Unidos em regiões costeiras planas é usado o valor 1,29 ao invés de 2,08, fornecendo valores menores de pico.

O Estado da Geórgia nos Estados Unidos fornece uma equação aproximada da curva:

$$Q/Q_p = [t/t_p \times \exp(1 - t/t_p)]^X$$

O valor de X depende do coeficiente adotado. Para o coeficiente 2,08 o valor de $X=3,79$ e para o coeficiente 1,29 o valor de $X=1,50$. Portanto, existem duas curvas um pouco diferente. Para nossos cálculos não usaremos a equação aproximada do Estado da Geórgia.

O prof. dr. Kokei Uehara para bacias rurais no Estado de São Paulo achou o coeficiente 1,84 ao invés de 2,08.

Duração da chuva D

O valor da duração da chuva unitária D.

$$D=0,133 \text{ } t_c$$

(Equação 38.6)

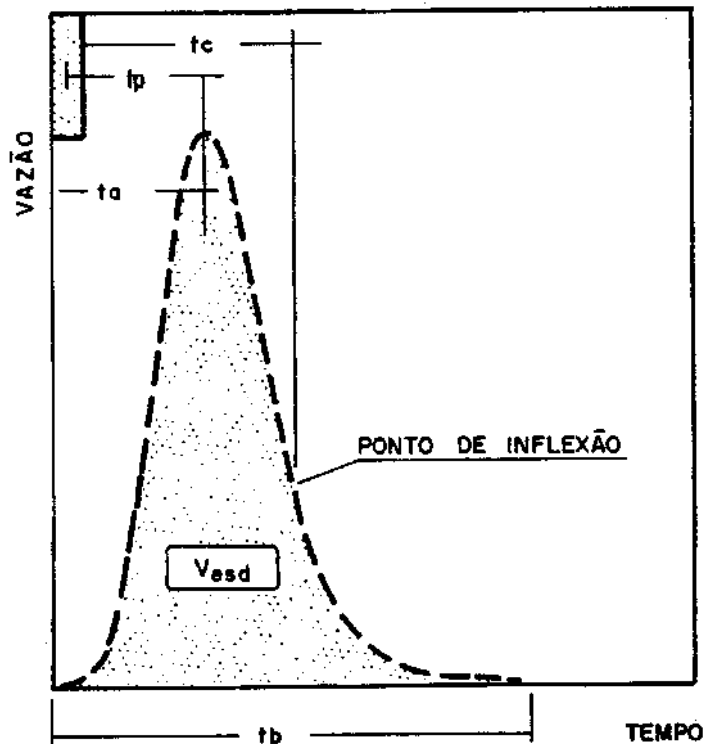


Figura 38.1- Características do hidrograma

Fonte: Diretrizes Básicas para projetos de drenagem urbana no município de São Paulo.

38.3- Hidrograma unitário sintético curvilíneo e triangular

O hidrograma unitário sintético do SCS pode ser triangular e curvilíneo. O curvilíneo apresenta maior precisão e melhores resultados que o triangular. Segundo McCuen, 1998 p. 540, somente deve ser usado o hidrograma unitário sintético curvilíneo, pois o triangular é usado somente para fins didáticos.

Tabela 38.1- Hidrograma unitário curvilíneo adimensional do SCS conforme McCuen, p.537

t/tp	Q/Qp
0,00	0,000
0,10	0,030
0,20	0,100
0,30	0,190
0,40	0,310
0,50	0,470
0,60	0,660
0,70	0,820
0,80	0,930
0,90	0,990
1,00	1,000
1,10	0,990
1,20	0,930
1,30	0,860
1,40	0,780
1,50	0,680
1,60	0,560
1,70	0,460
1,80	0,390
1,90	0,330
2,00	0,280
2,20	0,207
2,40	0,147
2,60	0,107
2,80	0,077
3,00	0,055
3,20	0,040
3,40	0,029
3,60	0,021
3,80	0,015
4,00	0,011
4,50	0,005
5,00	0,000

Tabela 38.2- Hidrograma unitário triangular adimensional conforme Wanielista p.218

t/t_p	Q/Q_p
0,00	0,00
0,10	0,10
0,20	0,20
0,30	0,30
0,40	0,40
0,50	0,50
0,60	0,60
0,70	0,70
0,80	0,80
0,90	0,90
1,00	1,00
1,10	0,94
1,20	0,88
1,30	0,82
1,40	0,76
1,50	0,70
1,60	0,64
1,80	0,52
2,00	0,40
2,20	0,28
2,40	0,16
2,60	0,04
2,80	0,00

Nota: $t/t_p = 2,67$

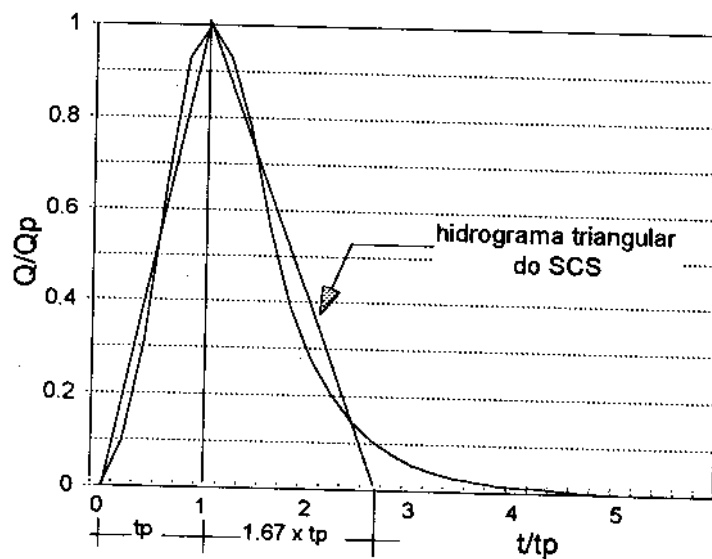


Figura 38.2- Hidrograma do SCS supondo $t_b=2,67t_p$

Tempo de retardamento para até 8km²

O tempo de retardamento t_p em horas para bacias até 8km² é dada pela Equação (38.8) conforme Diretrizes Básicas para Projetos de Drenagem Urbana do município de São Paulo, 1998.

$$t_p = [L^{0,8} \cdot (2540 - 22,86 \cdot CN)^{0,7}] / [(14104 \cdot CN^{0,7} \cdot S^{0,5})] \quad (\text{Equação 38.8})$$

Sendo:

L= comprimento do talvegue (m);

CN= número da curva da bacia e

S= declividade média (m/m).

Devido a efeitos da urbanização o SCS propôs que t_p fosse multiplicado por um fator de ajuste (FA):

$$t_p = t_p \cdot FA \quad (\text{Equação 38.9})$$

$$FA = 1 - PRCT \cdot (-6789 + 335 \cdot CN - 0,4298 \cdot CN^2 - 0,02185 \cdot CN^3) \cdot 10^{-6} \quad (\text{Equação 38.10})$$

Sendo:

PRCT = porcentagem do comprimento do talvegue modificado ou então a porcentagem da bacia tornada impermeável.

Caso ocorra impermeabilização na bacia e mudança no comprimento do talvegue deverão ser obtidos dois valores para FA, sendo um multiplicado por outro.

Área da bacia > 8km²

Quando a área da bacia for maior que 8km² o SCS recomenda usar o método cinemático para se obter o tempo de concentração t_c e depois obter-se $t_p = 0,6 \times t_c$.

38.4 Convolução

Segundo McCuen, 1998 o processo segundo o qual a chuva de projeto é combinada com a função de transferência para produzir o hidrograma do escoamento superficial é chamado de convolução. Conceitualmente convolução é o processo de multiplicação, translação do tempo e adição.

No processo dito de convolução o hidrograma unitário em cada incremento de tempo é multiplicado pela chuva excedente no tempo especificado. Teremos então a multiplicação, translação e adição.

A melhor maneira de se explicar a convolução é mostrar o Exemplo (38.1).

Exemplo 38.1- Calcular a vazão de pico A área da bacia tem 3,69km², o talvegue mede 1730m com CN da área permeável igual a 67. A fração de impermeabilização $f=0,5$ e a declividade média $S=0,03059\text{m/m}$.

Número da curva CN

$$CN_p = 67$$

$$CN_w = 67 (1-f) + 98 \times f = 67 \times (1-0,5) + 98 \times 0,5 = 82,5$$

Portanto, o CN_w composto é igual a 82,5.

Tempo de retardo

Como a área da bacia é menor que 8km² podemos usar a Equação (38.8) para achar o tempo de retardo t_p em horas.

$$t_p = [L^{0,8} \cdot (2540 - 22,86 \cdot CN)^{0,7}] / [(14104 \cdot CN^{0,7} \cdot S^{0,5})]$$

$$t_p = [1730^{0,8} \cdot (2540 - 22,86 \cdot 82,5)^{0,7}] / [(14104 \cdot 82,5^{0,7} \cdot 0,03059^{0,5})]$$

$$t_p = 0,67h = 40,24 \text{ min}$$

Fator de ajuste FA

$$FA = 1 - PRCT \cdot (-6789 + 335 \cdot CN - 0,4298 \cdot CN^2 - 0,02185 \cdot CN^3) \cdot 10^{-6}$$

$$FA = 1 - 0,5 \times (-6789 + 335 \times 82,5 - 0,4298 \times 82,5^2 - 0,02185 \times 82,5^3) \cdot 10^{-6}$$

$$FA = 0,9977$$

$$t_p = t_p \cdot FA = 0,9977 \times 0,67 = 0,67 = 40,24 \text{ min}$$

Tempo de concentração t_c

$$t_c = t_p / 0,6 = 40,24 / 0,6 = 67,07 \text{ min}$$

Duração da chuva unitária

$$D = 0,133 \cdot t_c = 0,133 \times 67,07 = 8,92 \text{ min}$$

$$\text{Adoto } D = 10 \text{ min}$$

Cálculo de t_a : tempo do início da chuva até vazão de pico Q_p

$$t_a = t_p + D/2$$

$$t_a = 40,24 \text{ min} + 10/2 \text{ min} = 45,24 \text{ min} = 0,754h$$

Vazão de pico do Hidrograma unitário Q_p

$$Q_p = 2,08 \cdot A / t_a$$

$$Q_p = 2,08 \times 3,69 \text{ km}^2 / 0,754h = 10,18 \text{ m}^3/\text{s}$$

Hidrograma unitário sintético curvilíneo

Usando a Tabela (38.1) onde temos os valores t/t_p e Q/Q_p assim obteremos a Tabela (38.2).

Na coluna 1 está o tempo t e na coluna 2 está a vazão Q em m^3/s do hidrograma unitário sintético curvilíneo chamado comumente de hidrograma unitário.

Para isto usamos o valor $t_p = 40,24 \text{ min}$ e $Q_p = 10,18 \text{ m}^3/\text{s}$.

Assim o valor $t/t_p = 0,1$ dará $t = 0,1 \times t_p = 0,1 \times 40,24 \text{ min} = 4,02 \text{ min}$ e o valor.

$Q/Q_p = 0,030$ fornecerá $Q = 0,030 \times Q_p = 0,030 \times 10,18 \text{ m}^3/\text{s} = 0,31 \text{ m}^3/\text{s}$.

Desta maneira obtemos a Tabela (38.2) e que colocada em um gráfico produzirá a Figura (38.3).

Tabela 38.2- Hidrograma unitário curvilíneo

t (min)	Q (m³/s)
Coluna 1	Coluna 2
0,00	0,00
4,02	0,31
8,05	1,02
12,07	1,94
16,10	3,16
20,12	4,80
24,14	6,73
28,17	8,37
32,19	9,49
36,22	10,10
40,24	10,20
44,26	10,10
48,29	9,49

52,31	8,78
56,34	7,96
60,36	6,94
64,38	5,71
68,41	4,69
72,43	3,98
76,46	3,37
80,48	2,86
88,53	2,11
96,58	1,50
104,63	1,09
112,67	0,79
120,72	0,56
128,77	0,41
136,82	0,30
144,87	0,21
152,91	0,15
160,96	0,11
181,08	0,05
201,20	0,00

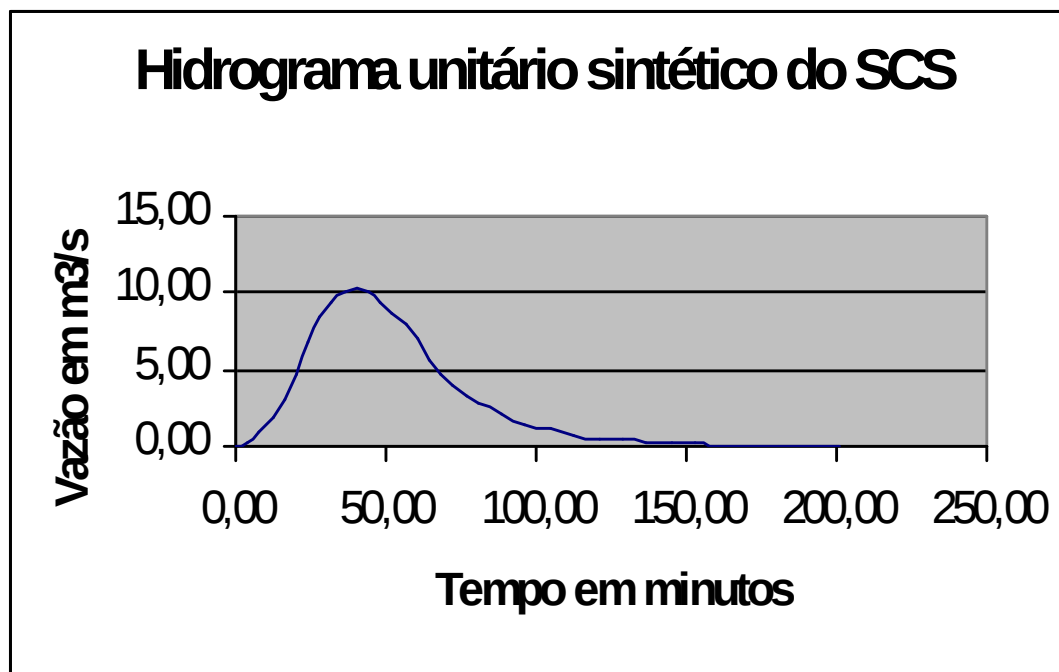


Figura 38.3- Hidrograma unitário sintético do SCS para a bacia com área de 3,69km² com duração de chuva de 10min e chuva excedente de 1cm.

Fazendo a interpolação linear de 10min em 10min achamos a Tabela (38.2), observando que fazemos isto para ter o intervalo constante de 10min.

Tabela 38.2- Interpolação linear

Tempo (min)	Vazão (m³/s)
0	0,00
10,0	1,47
20,0	4,75
30,0	8,88
40,0	10,20
50,0	9,19
60,0	7,03
70,0	4,41
80,0	2,92
90,0	2,00
100,0	1,33
110,0	0,89
120,0	0,58
130,0	0,39
140,0	0,26
150,0	0,18
160,0	0,12
170,0	0,08
180,0	0,05
190,0	0,03
200,0	0,00

Chuva excedente ou chuva efetiva

Para se obter o escoamento superficial, ou seja, o runoff ou a chuva excedente é muito usado o número da curva CN. A maneira de se obter a chuva excedente que está na coluna 6 da Tabela (38.3) mais usada é o método do número da curva CN adotado pelo SCS.

Para se achar a chuva excedente é necessário a precipitação acumulada conforme se pode ver na coluna 4 pode ser obtido facilmente usando a função “SE” da planilha eletrônica Excel da Microsoft.

Tabela 38.3- Chuva excedente obtida pelo número da curva CN=82,5. Foi usado hietograma conforme Huff 1º quartil com 50% de probabilidade. A equação da chuva é de Martinez e Magni, 1999 para Tr=25anos com precipitação para chuva de 2h de 85,1mm

Tempo	HUFF 1º Q 50% P	Precipitação Total		Chuva excedente	
		Por faixa	Acumulado	acumulada	por faixa
Coluna 1	Coluna 2	Coluna 3	Coluna 4	Coluna 5	Coluna 6
(min)	(%)	mm	mm	mm	mm
10	0,132	11,2	11,2	0,0	0,0
20	0,274	23,3	34,5	7,3	7,3
30	0,208	17,7	52,2	18,0	10,8
40	0,116	9,9	62,1	25,0	7,0
50	0,071	6,0	68,1	29,6	4,5
60	0,053	4,5	72,6	33,1	3,5
70	0,046	3,9	76,6	36,2	3,1
80	0,028	2,4	78,9	38,1	1,9
90	0,024	2,0	81,0	39,7	1,7
100	0,024	2,0	83,0	41,4	1,7
110	0,016	1,4	84,4	42,5	1,1
120	0,008	0,7	85,1	43,1	0,6
	1	85,1			43,1

Determinação do hidrograma de cheia

Uma das imposições do método do hidrograma unitário é que o intervalo de tempo, isto é, a duração da chuva considerada de 10min seja constante. Mas como se pode ver na Tabela (38.4) os valores do tempo não estão em 10 em 10min.

Para obtemos o intervalo de 10 em 10min podemos fazê-lo manualmente olhando o gráfico da Figura (38.1) ou usando um modelo matemático de interpolação. No caso usamos interpolação linear.

Portanto, usando interpolação linear obtemos os dados da coluna 1 e da coluna 2, observando que o tempo de 10 em 10min chega até 360min e que a vazão do hidrograma unitário tem o seu pico de 10,20m³/s com o tempo de 40min da coluna 1 conforme Tabela (38.2).

Não entraremos em detalhe como foi feita a interpolação linear.

Um dos truques do hidrograma unitário é que o mesmo tempo de 10min usado no hidrograma unitário tem que ser utilizado para se achar a chuva excedente.

No caso supomos período de retorno de 25anos, chuva de 2h de 85,1mm obtida pela fórmula de Martinez e Magni, 1999. A chuva excedente foi obtida usando número da curva CN=82,5 fornecendo total de 4,3cm. A chuva excedente deverá ser colocada em cm, pois suposto hidrograma unitário de 1cm (importante) conforme Tabela (38.3).

A chuva excedente em centímetros de 10 em 10min começa com 0,0cm na coluna 3 0,727cm na coluna 4 e 1,075cm na coluna 5.

O método de cálculo que veremos é chamado de **convolução**, pois, trata-se de multiplicação, translação e soma.

Para se obter a coluna 4 a começar do tempo de 20min, por exemplo, temos>

$$4,75 \text{ m}^3/\text{s} \times 0,727\text{cm} = 1,07 \text{ m}^3/\text{s} \text{ coluna 4}$$

$$4,75 \text{ m}^3/\text{s} \times 1,075\text{cm} = 1,58 \text{ m}^3/\text{s} \text{ coluna 5}$$

$$4,75 \text{ m}^3/\text{s} \times 0,701\text{cm} = 1,02 \text{ m}^3/\text{s} \text{ coluna 6}$$

Procedendo desta maneira e sempre pulando de 10 em 10min teremos completado todas as multiplicações.

Após isto se faz a soma das linhas das colunas 3 a coluna 14 obtemos os valores do hidrograma que queremos, com o máximo de $28,28 \text{ m}^3/\text{s}$ que é a vazão máxima devido ao escoamento superficial.

Mas como existe um escoamento de base de $0,50 \text{ m}^3/\text{s}$ a hidrograma final será a soma e a vazão máxima obtida é de $28,78 \text{ m}^3/\text{s}$.

Tabela 38.4- Hidrograma da cheia da bacia de 3,69km² usando chuva excedente calculada pelo número da curva CN=82,5 com chuva de 2h, hietograma de Huff 1º quartil com 50% de probabilidade e período de retorno de 25anos, com 85,1mm da fórmula de Martinez e Magni, 1999.

Col 1	Col 2	Col 3	Col 4	Col 5	Col 6	Col 7	Col 8	Col 9	Col 10	Col 11	Col 12	Col 13	Col 14	Col 15	Col 16	Col 17
Tempo (min)	Hidrograma unitário- (m³/s)	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	soma	Vazão de base (m³/s)	Hidrograma (m³/s)
		Chuva excedente em cm devido a chuva de 2h obtida pelo número da curva CN=82,5														
		0,000	0,727	1,075	0,701	0,454	0,349	0,309	0,191	0,165	0,166	0,112	0,056	4,3		
0	0,00	0,00												0,00	0,5	0,50
10	1,47	0,00												0,00	0,5	0,50
20	4,75	0,00	1,07											1,07	0,5	1,57
30	8,88	0,00	3,45	1,58										5,03	0,5	5,53
40	10,20	0,00	6,45	5,10	1,03									12,59	0,5	13,09
50	9,19	0,00	7,41	9,55	3,33	0,67								20,95	0,5	21,45
60	7,03	0,00	6,68	10,97	6,22	2,16	0,51							26,54	0,5	27,04
70	4,41	0,00	5,11	9,88	7,15	4,03	1,66	0,45						28,28	0,5	28,78
80	2,92	0,00	3,21	7,56	6,44	4,63	3,10	1,47	0,28					26,68	0,5	27,18
90	2,00	0,00	2,12	4,74	4,93	4,17	3,56	2,75	0,91	0,24				23,42	0,5	23,92
100	1,33	0,00	1,45	3,14	3,09	3,19	3,21	3,15	1,69	0,78	0,24			19,96	0,5	20,46
110	0,89	0,00	0,96	2,15	2,05	2,00	2,45	2,84	1,95	1,46	0,79	0,16		16,82	0,5	17,32
120	0,58	0,00	0,64	1,43	1,40	1,33	1,54	2,17	1,75	1,68	1,48	0,53	0,08	14,04	0,5	14,54
130	0,39	0,00	0,42	0,95	0,93	0,91	1,02	1,36	1,34	1,52	1,70	0,99	0,27	11,41	0,5	11,91
140	0,26	0,00	0,28	0,63	0,62	0,60	0,70	0,90	0,84	1,16	1,53	1,14	0,50	8,90	0,5	9,40
150	0,18	0,00	0,19	0,42	0,41	0,40	0,46	0,62	0,56	0,73	1,17	1,02	0,57	6,55	0,5	7,05
160	0,12	0,00	0,13	0,28	0,27	0,26	0,31	0,41	0,38	0,48	0,73	0,78	0,51	4,56	0,5	5,06
170	0,08	0,00	0,09	0,19	0,18	0,18	0,20	0,27	0,25	0,33	0,49	0,49	0,39	3,07	0,5	3,57
180	0,05	0,00	0,06	0,13	0,12	0,12	0,14	0,18	0,17	0,22	0,33	0,33	0,25	2,04	0,5	2,54
190	0,03	0,00	0,04	0,09	0,08	0,08	0,09	0,12	0,11	0,15	0,22	0,22	0,16	1,37	0,5	1,87
200	0,00	0,00	0,02	0,06	0,06	0,05	0,06	0,08	0,07	0,10	0,15	0,15	0,11	0,91	0,5	1,41
210	0,00	0,00	0,00	0,03	0,04	0,04	0,04	0,05	0,05	0,06	0,10	0,10	0,07	0,59	0,5	1,09
220	0,00	0,00	0,00	0,00	0,02	0,02	0,03	0,04	0,03	0,04	0,07	0,06	0,05	0,37	0,5	0,87
230	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,02	0,03	0,02	0,03	0,04	0,04	0,03	0,23	0,5	0,73
240	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,02	0,02	0,02	0,03	0,03	0,02	0,14	0,5	0,64
250	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01	0,01	0,02	0,02	0,01	0,09	0,5	0,59
260	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,05	0,5	0,55
270	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01	0,01	0,03	0,5	0,53
280	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,00	0,02	0,5	0,52
290	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,5	0,51
300	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,5	0,50
310	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,5	0,50
320	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,5	0,50
330	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,5	0,50
340	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,5	0,50
350	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,5	0,50
360	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,5	0,50

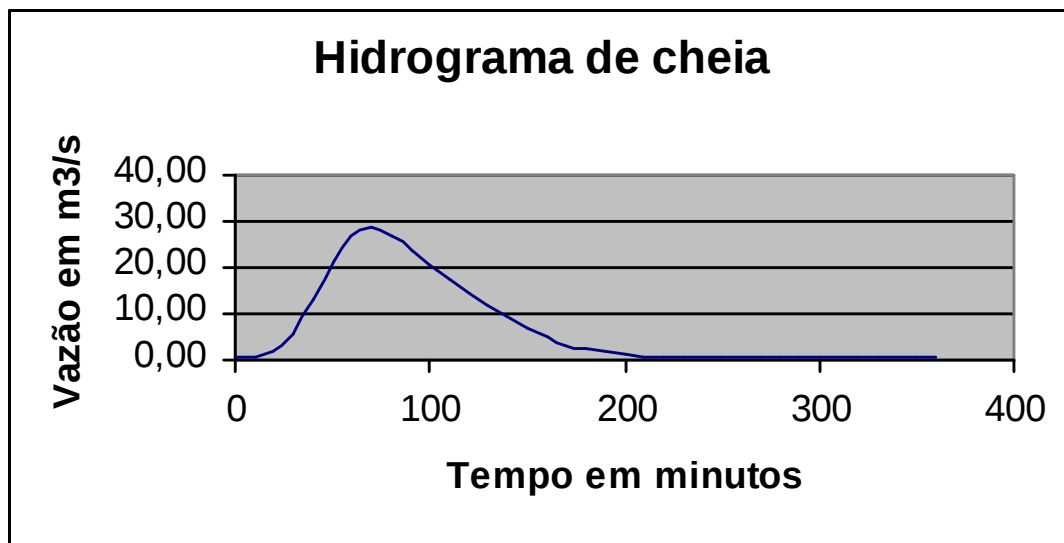


Figura 38.4- Hidrograma de cheia

O volume total na bacia de 3,69km² pode ser calculado pelo runoff de 43mm.
$$\text{Volume} = (43\text{mm}/1000) \times 3,69\text{km}^2 \times 100\text{ha} \times 100000\text{m}^2 = 156.670\text{m}^3$$

A vantagem do hidrograma unitário sintético é que podemos usar qualquer tipo de chuva e fazer a convolução, não esquecendo que a validade do hidrograma unitário é somente para aquela bacia escolhida.

38.5 Uso do SCS

Para áreas menores que 3km² usar o Método Racional e para áreas acima de 3km² a 250km² usar o Método do SCS para achar a vazão de pico e o hidrograma de uma bacia.

Temos algumas observações importantes:

1. Escolher o coeficiente **CN composto** que entra o coeficiente CN da área permeável e a fração impermeável.
2. Escolher o **hietograma adequado**. Para a RMSP usamos Huff primeiro quartil com 50% de probabilidade e para o resto do Estado de São Paulo podemos usar a chuva Tipo II do SCS.
3. Escolha da equação adequada das chuvas intensas. Para a RMSP escolhemos Martinez e Magni, 1999 que é a mais recente.
4. Para **chuva excedente** a melhor maneira é o método do número da curva CN do SCS. Escolher o tempo de concentração da melhor maneira possível usando umas quatro alternativas. **A fórmula *Califórnia Culverts Practice* é recomendada pelo DAAE para pequenas barragens e é a mais usada para áreas acima de 1km².**
5. A duração da chuva deverá ser maior que o tempo de concentração. Assim podemos ter chuva de 2h, 3h, 6h, 8h e 24h. Nos Estados Unidos é padronizada a chuva de 24h mas no Brasil não temos padrão.
6. Não esquecer da **vazão base** que será acrescida
7. Como resultado obteremos um hidrograma da cheia de acordo com um intervalo de tempo estabelecido.

38.6 Tempo de pico pelo Método Colorado

Para o tempo de pico t_p , o método Colorado aconselha a Equação (38.11) conforme Diretrizes Básica para Projetos de Drenagem Urbana no município de São Paulo, 1998 p.71 usa-se a seguinte Equação (38.11) que é a melhor equação que se adapta a São Paulo.

$$t_p = 0,637 \cdot C_t [L \cdot L_{cg} / S^{0,5}]^{0,48} \quad (\text{Equação 38.11})$$

Sendo:

t_p = tempo de retardamento do hidrograma unitário medido do centro da chuva unitária até o pico do hidrograma (horas);

L = comprimento do talvegue da bacia desde as nascentes até a seção de controle (km);

L_{cg} = comprimento que vai desde o centro de gravidade da bacia até a seção de controle, acompanhando o talvegue (km);

S = média ponderada das declividades do talvegue (m/m) conforme Equação (38.12).

C_t = coeficiente que está relacionado com a porcentagem de impermeabilização da bacia conforme Figura (38.5).

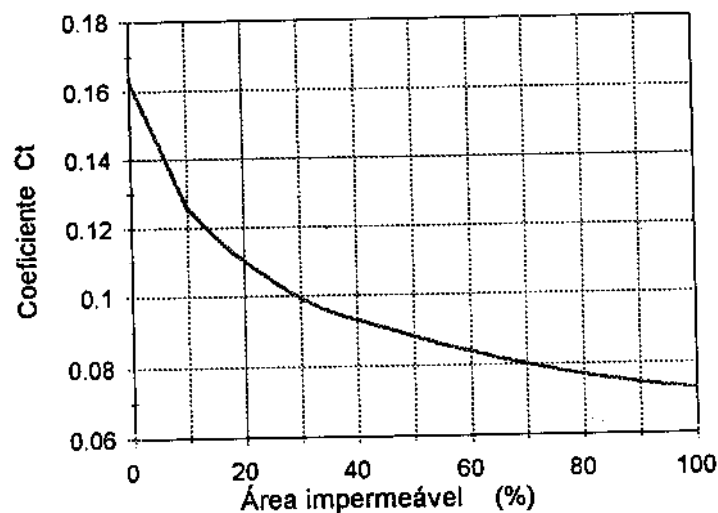


Figura 38.5- Determinação de C_t em função da área impermeável em porcentagem

Declividade: S conforme Drenagem Urbana, 1995

$$S = [(L_1 \cdot S_1^{0,24} + L_2 \cdot S_2^{0,24} + \dots) / (L_1 + L_2 + \dots)]^{4,17} \quad (\text{Equação 38.12})$$

Sendo:

L_1 = comprimento (m)

S_1 = declividade (m/m)

S = declividade equivalente (m/m)

Declividade equivalente segundo DAEE

$$S = [(L_1 + L_2 + \dots) / (L_1 / S_1^{0,50} + L_2 / S_2^{0,50} + \dots)]^{2,0} \quad (\text{Equação 38.13})$$

Sendo:

L1= comprimento (km)

S1= declividade (m/km)

S= declividade (m/km)

Exemplo 38.2

Achar a declividade média ponderada com $L_1 = 0,50\text{km}$ $L_2 = 1\text{km}$ e $L_3 = 1,5\text{km}$ e $S_1 = 0,007\text{m/m}$ $S_2 = 0,005\text{m/m}$ e $S_3 = 0,0019\text{m/m}$.

Usando a Equação (38.12) temos:

$$S = [(L_1 \cdot S_1^{0,24} + L_2 \cdot S_2^{0,24} + \dots) / (L_1 + L_2 + \dots)]^{4,17}$$

$$S = [(0,5 \cdot 0,007^{0,24} + 1,00 \cdot 0,005^{0,24} + 1,50 \cdot 0,0019^{0,24} \dots) / (0,50 + 1,00 + 1,50)]^{4,17}$$

$$S = 0,0533\text{m/m}$$

Exemplo 38.3

Achar a declividade média ponderada com $L_1 = 0,55\text{km}$ $L_2 = 0,32\text{km}$ e $L_3 = 0,27\text{km}$ $L_4 = 0,36\text{km}$ $L_5 = 0,23\text{km}$ e $S_1 = 0,0109\text{m/m}$ $S_2 = 0,0375\text{m/m}$ $S_3 = 0,0185\text{m/m}$ $S_4 = 0,0306\text{m/m}$ $S_5 = 0,213\text{m/m}$.

Tabela 38.6- Cálculo da declividade média ponderada

Trecho	Cota montante	Cota jusante	Comprimento	Declividade	$L \cdot S^{0,24}$
	(m)	(m)		(m/m)	
1	932	926	550	0,0109	185,965
2	944	932	320	0,0218	127,781
3	949	944	270	0,0091	87,384
4	960	949	360	0,0200	140,783
5	1009	960	230	0,0891	128,732
			$\Sigma=1730$	$\Sigma=$	670,645
			S=	0,0192	m/m

Exemplo 38.4

Achar a declividade média ponderada conforme DAEE com $L_1 = 0,55\text{km}$ $L_2 = 0,32\text{km}$ e $L_3 = 0,27\text{km}$ $L_4 = 0,36\text{km}$ $L_5 = 0,23\text{km}$ e $S_1 = 10,9\text{m/km}$ $S_2 = 37,5\text{m/km}$ $S_3 = 18,5\text{m/km}$ $S_4 = 30,6\text{m/km}$ $S_5 = 0,213\text{m/m}$.

Tabela 38.7- Cálculo da declividade média ponderada

Trecho	Cota montante	Cota jusante	Comprimento L	Declividade J	$L/J^{0,5}$
	(m)	(m)	(km)	(m/km)	
1	932	926	0,550	10,9	0,166521
2	944	932	0,320	21,8	0,068508
3	949	944	0,270	9,1	0,089549
4	960	949	0,360	20,0	0,080498
5	1009	960	0,230	89,1	0,024368
			1,730km	$\Sigma =$	0,429444
$le = 16,229\text{m/km} = 0,016229\text{m/m}$					

Exemplo 38.5

Achar o tempo de retardamento t_p do hidrograma unitário em horas, sendo $L = 1,730\text{km}$ $L_{cg} = 0,84\text{km}$, $S = 0,0192\text{ m/m}$ e Área impermeável $I_a = 50\%$.

Conforme Figura (38.5) entrando na abscissa com a área impermeável de 50% em porcentagem obtemos o coeficiente $C_t = 0,089$

Usando a Equação (38.11) temos:

$$t_p = 0,637 \cdot C_t [L \cdot L_{cg} / S^{0,5}]^{0,48}$$
$$t_p = 0,637 \cdot 0,089 [1,73 \cdot 0,84 / 0,0192^{0,5}]^{0,48}$$
$$t_p = 0,18\text{h} = 10,7\text{min}$$

Exemplo 38.6

Achar o tempo de retardamento t_p do hidrograma unitário em horas, sendo $L = 2,06\text{km}$ $L_{cg} = 0,84\text{km}$, $S = 0,102\text{ m/m}$ e Área impermeável $I_a = 44\%$.

Conforme Figura (38.5) entrando na abscissa com a área impermeável de 44% em porcentagem obtemos o coeficiente $C_t = 0,091$

Usando a Equação (38.11) temos:

$$t_p = 0,637 \cdot C_t [L \cdot L_{cg} / S^{0,5}]^{0,48}$$
$$t_p = 0,637 \cdot 0,091 [2,06 \cdot 0,84 / 0,102^{0,5}]^{0,48}$$
$$t_p = 0,13\text{h} = 7,8\text{min}$$

38.7 Aplicação na bacia do rio Baquirivu-Guaçu em Guarulhos

Chuva de projeto

O DAEE (Departamento de Águas e Energia Elétrica) registrou uma chuva muito importante para os estudos da bacia do Alto Tietê, que é a chuva de **2 de fevereiro de 1983** que estão na Tabela (38.9) para período de retorno de 10anos a 100anos para período de 24h.

O hietograma desta chuva, isto é, a precipitação em função do tempo assemelha-se as pesquisas efetuadas por Huff, sendo que as mesmas coincidem com a chamada curva de Huff no primeiro quadrante com 50% de probabilidade que será adotada.

Usaremos a equação mais recente das chuvas intensas que é a de *Martinez e Magni* em 1999, cujas precipitações totais estão na Tabela (38.8).

$$I = 39,3015 (t + 20)^{-0,9228} + 10,1767 (t+20)^{-0,8764} \cdot [-0,4653 - 0,8407 \ln \ln (T / (T - 1))]$$

para chuva entre 10min e 1440min

I= intensidade da chuva (mm/min);

t= tempo (min);

ln = logaritmo neperiano

T= período de retorno (anos).

Tabela 38.8–Alturas máximas de chuvas em mm em função do período de retorno e duração.

Duração da chuva	Período de retorno (anos)								
	2	5	10	15	20	25	50	100	200
10 min	16,2	21,1	24,4	26,2	27,5	28,5	31,6	34,6	37,6
15 min	21,1	27,5	31,8	34,2	35,9	37,2	41,2	45,2	49,1
20 min	24,9	32,5	37,6	40,4	42,4	44,0	48,7	53,4	58,1
25 min	27,9	36,5	42,2	45,4	47,7	49,4	54,8	60,1	65,4
30 min	30,3	39,8	46,0	49,5	52,0	53,9	59,8	65,6	71,4
1 h	39,3	51,8	60,1	64,7	68,0	70,5	78,3	86,0	93,6
2 h	46,8	62,1	72,3	78,0	82,0	85,1	94,6	104,0	113,4
6 h	55,7	74,9	87,6	94,7	99,7	103,6	115,5	127,2	139,0
8 h	57,6	77,7	91,0	98,5	103,7	107,8	120,2	132,6	144,9
10 h	59,1	79,8	93,6	101,3	106,8	111,0	123,9	136,7	149,4
12 h	60,2	81,5	95,6	103,6	109,2	113,5	126,8	139,9	153,0
18h	62,5	85,2	100,1	108,6	114,5	119,1	133,1	147,0	160,9
24h	64,1	87,7	103,3	112,1	118,2	123,0	137,6	152,1	166,5

Fonte: aplicação da fórmula de Martinez e Magni de 1999

Para chuvas de 24h baseado em 2/fevereiro/1983 o DAEE obteve as precipitações para períodos de retorno de 10anos, 25anos, 50anos e 100anos conforme Tabela (38.8).

Tabela 38.9- Chuva de 24h da precipitação de 2 de fevereiro de 1983

Origem	Período de retorno (anos)			
	10	25	50	100
2/fevereiro/1983	83,7mm	97,2mm	107,3mm	117,3mm

Para chuvas menores que 24h o próprio DAEE usou a Equação de *Nelson Luiz Goi Magni e Felix Mero* em 1986. Usaremos entretanto a equação de Martinez e Magni que é a mais recente, datando de 1999.

Quanto à distribuição espacial das chuvas, adotamos a equação de Paulhus, ou seja, mesmo critério do DAEE, cuja precipitação é atenuada para áreas acima de 25km².

$$P_{\text{área}} = P_{\text{ponto}} \times K$$

$$K = 1,0 - [0,1 \times \log (A/A_o)] \quad (\text{Paulhus})$$

Sendo:

$P_{\text{área}}$ = precipitação na área (mm)

P_{ponto} = precipitação no ponto hidrológico (mm).

A= área da bacia (km²)

A_o=25km²

K=fator de redução

Vazões de pico

Foram calculadas as vazões de pico para períodos de retorno: 2anos; 5anos; 10anos; 50anos e 100 anos para:

- Córrego Baquirivu-Mirim
- Córrego Cocho Velho
- Córrego Água Suja
- Córrego Tanque Grande
- Córrego Guaraçau

O método de cálculo utilizado foi o SCS, usando chuva excedente pelo número da curva CN.

38.8 Fórmula Califórnia Culverts Practice

O cálculo do tempo de concentração pelo método *Califórnia Culverts Practice* é sem dúvida nenhum o mais usado em áreas de bacias maiores que 1km² e é adotado pelo Departamento de Águas e Energia Elétrica do Estado de São Paulo (DAEE) para pequenas barragens.

A grande vantagem desta fórmula é a fácil obtenção dos dados, isto é, o comprimento do talvegue e a diferença de nível H (Porto,1993).

Dica: A fórmula *Califórnia Culverts Practice* é recomendada pelo DAAE para pequenas barragens e é a mais usada para áreas acima de 1km².

$$tc = 57 \cdot L^{1,155} \cdot H^{-0,385} \quad (\text{Equação 38.14})$$

Sendo:

tc= tempo de concentração (min);

L= comprimento do talvegue (km);

H= diferença de cotas entre a saída da bacia e o ponto mais alto do talvegue (m).

Exemplo 38.7

Calcular tc com L=0,2 km e H=1,6 m

$$tc = 57 \times L^{1,155} \times H^{-0,385} = 57 \times 0,2^{1,155} / 1,6^{0,385} = 3,46 \text{ min}$$

Portanto tc=3,46min

A velocidade será V= L/ tempo = 200m/ (3,46min x 60s) =0,96m/s

Tempo de retardamento

Para o cálculo do **tempo de retardamento tp** foi usada a relação do SCS elaborada por Ven Te Chow.

$$tp = 0,6 \times tc$$

O comprimento do talvegue e as declividades foram obtidas usando plantas aerofotogramétricas da bacia do rio Baquirivu Guaçu em Guarulhos.

Foram usadas durações de chuva próximas do tempo de concentração.

Tabela 38.10- Vazões de picos para diversos períodos de retornos

Córrego Baquivivu-Mirim								
Tr (anos)	Vazão de pico (m³/s)	Area (km²)	Piscinão projeto Enger-CKC (m³)	tp (h)	Tempo de concentração Tc (h)	Duração da chuva (h)	Declivida de (m/m)	Comprimento do Talvegue (km)
2	9,45	4,00	87884	0,62	0,37	2horas	0,023	2,741
5	17,99	4,00	87884	0,62	0,37	2horas	0,023	2,741
10	24,36	4,00	87884	0,62	0,37	2horas	0,023	2,741
25	32,98	4,00	87884	0,62	0,37	2horas	0,023	2,741
50	39,70	4,00	87884	0,62	0,37	2horas	0,023	2,741
100	46,57	4,00	87884	0,62	0,37	2horas	0,023	2,741

Córrego Cocho Velho								
Tr (anos)	Vazão de pico (m³/s)	Area (km²)	Piscinão projeto Enger-CKC (m³)	tp (h)	Tempo de concentração Tc (h)	Duração da chuva (h)	Declivida de (m/m)	Comprimento do Talvegue (km)
2	20,98	10,77	89259	0,72h	1,21h	2horas	0,0134	5
5	38,61	10,77	89259	0,72h	1,21h	2horas	0,0134	5
10	51,64	10,77	89259	0,72h	1,21h	2horas	0,0134	5
25	69,48	10,77	89259	0,72h	1,21h	2horas	0,0134	5
50	83,98	10,77	89259	0,72h	1,21h	2horas	0,0134	5
100	98,89	10,77	89259	0,72h	1,21h	2horas	0,0134	5
Córrego Água Suja								
Tr (anos)	Vazão de pico (m³/s)	Area (km²)	Piscinão projeto Enger-CKC (m³)	tp (h)	Tempo de concentração Tc (h)	Duração da chuva (h)	Declividade (m/m)	Comprimento do Talvegue (km)
2	9,05	3,69	103063	0,31h	0,51h	2horas	0,064499	3,61
5	16,73	3,69	103063	0,31h	0,51h	2horas	0,064499	3,61
10	22,87	3,69	103063	0,31h	0,51h	2horas	0,064499	3,61
25	31,65	3,69	103063	0,31h	0,51h	2horas	0,064499	3,61
50	38,57	3,69	103063	0,31h	0,51h	2horas	0,064499	3,61
100	45,72	3,69	103063	0,31h	0,51h	2horas	0,064499	3,61

Tabela 38.11- Vazões de picos para diversos períodos de retornos

Córrego Tanque Grande								
Tr (anos)	Vazão de pico (m³/s)	Area (km²)	Piscinão projeto Enger-CKC (m³)	tp (h)	Tempo de concentração Tc (h)	Duração da chuva (h)	Declividade (m/m)	Comprimento do Talvegue (km)
2	29,64	15,78	306625	0,8	1,33	2horas	0,02665	8
5	54,14	15,78	306625	0,8	1,33	2horas	0,02665	8
10	73,04	15,78	306625	0,8	1,33	2horas	0,02665	8
25	98,69	15,78	306625	0,8	1,33	2horas	0,02665	8
50	118,72	15,78	306625	0,8	1,33	2horas	0,02665	8
100	139,27	15,78	306625	0,8	1,33	2horas	0,02665	8

Tabela 38.12- Vazões de picos para diversos períodos de retornos

Córrego Guaraçau								
Tr (anos)	Vazão de pico (m³/s)	Área (km²)	Piscinão projeto Enger-CKC (m³)	tp (h)	Tempo de concentração Tc (h)	Duração da chuva (h)	Declividade (m/m)	Comprimento do Talvegue (km)
2	29,01	20,43	163556	1,42h	2,36h	3horas	0,00986	10,22
5	52,26	20,43	163556	1,42h	2,36h	3horas	0,00986	10,22
10	69,7	20,43	163556	1,42h	2,36h	3horas	0,00986	10,22
25	93,14	20,43	163556	1,42h	2,36h	3horas	0,00986	10,22
50	111,3	20,43	163556	1,42h	2,36h	3horas	0,00986	10,22
100	129,84	20,43	163556	1,42h	2,36h	3horas	0,00986	10,22

38.9 Áreas de contribuição

Wanielista et al, 1997 sugere que se obtém mais precisão quando se subdivide a bacia em áreas menores, pois assim é que foram feitas as pesquisas do SCS. Entretanto se por um lado melhora a precisão, por outro lado apresenta problema devido a falta de informações corretas em cada subbacia.

Na Figura (38.6) temos basicamente três subbacias: A, B e C e podemos proceder da seguinte maneira:

- Combinar os hidrogramas das subbacias A e B pela adição vertical para cada tempo.
- Fazer o *flood routing* (Musking-Cunge) tendo a distância do ponto entre A e B até o ponto C.
- Adicionar verticalmente o hidrograma do ponto C ao obtido no *routing* de A e B até C.

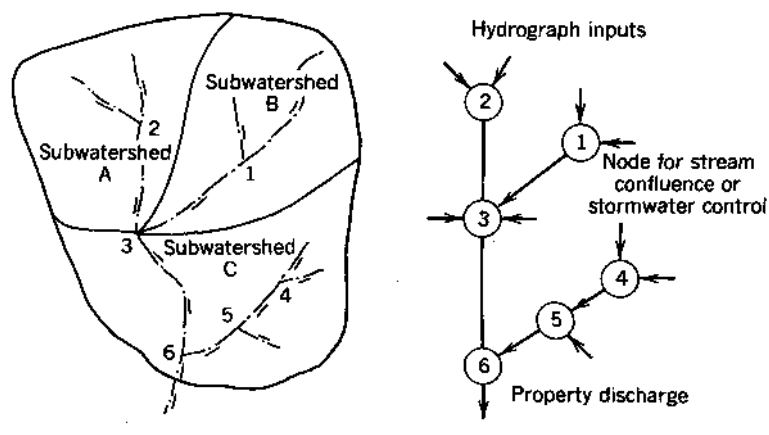


Figura 38.6- Subbacias A, B e C

38.10 Bibliografica e livros consultados

-RIOAGUAS. *Instruções técnicas para elaboração de estudos hidrológicos e dimensionamento hidráulico de sistemas de drenagem urbana*. 1ª versão, dezembro 2010, 55 páginas, Portaria 0/SUB Rio-Aguas número 004/2010.

Capítulo 42

Hietograma pelo método dos blocos alternados

Os filtros lentos de areia formam uma geléia de bactérias que recebe o nome de “*schumtzdecke*”, que é uma palavra alemã composta de “*schumzt*” que significa “sujeira” e de “*decke*” que significa película.
Azevedo Neto e Ivanildo Hespanhol-Técnica de abastecimento de água.

Sumário

Ordem	Assunto
	Capítulo 42 - Método dos Blocos Alternados
42.1	Introdução
42.2	Passos para aplicação do Método dos Blocos Alternados

4 páginas

Capítulo 42 - Hietograma pelo Método dos Blocos Alternados

42.1 Introdução

O objetivo é obter o hietograma (precipitação em função do tempo) usando a equação da chuva pelo **Método dos Blocos Alternados**, que é um dos mais usados. Tucci, 2002, usou este método no Plano Diretor de Drenagem de Porto Alegre.

42.2 Passos para aplicação do Método dos Blocos Alternados

O método dos Blocos Alternados é de simples de aplicação, se comparado a outros métodos de determinação da chuva de projeto.

O primeiro passo do método é calcular, através das intensidades dadas pela IDF, o hietograma completamente adiantado, isto é, aquele onde o pico está no primeiro intervalo de tempo.

Cada duração cumulativa, a partir desse pico, tem também sua altura de chuva calculada através das intensidades da IDF, até o limite da duração crítica do evento (que é normalmente o tempo de concentração da área contribuinte).

Assim, é um método derivado das relações IDF e que atribui a cada intensidade do hietograma um mesmo período de retorno.

O segundo passo, que dá o nome ao método, reordena o hietograma completamente adiantado de forma a posicionar o pico de forma centralizada. Cada 'bloco' de chuva do hietograma adiantado é sucessiva e alternadamente colocado no entorno do 'bloco' do pico, à direita e à esquerda.

Variante do método permitem posicionar os picos do hietograma em outras posições que não sejam a centralizada, por exemplo, a 25% ou a 75% da duração total do hietograma, obtendo-se hietogramas com picos antecipados ou retardados. Conforme Akan, 1993 como regra prática, o maior valor da precipitação deve estar entre 1/3 a 1/2 da duração da chuva. Akan, 1993 aconselha que o Δt adotado seja menor que o tempo de concentração da bacia que está sendo estudada.

Após a fixação do pico o procedimento é o mesmo do caso anterior, onde os blocos são alternados no entorno do bloco do pico.

Exemplo 42.1

Definição de uma chuva de projeto de 40min, com $T_r = 5$ anos em intervalos de $\Delta t = 5$ min. Para a Equação de Paulo Sampaio Wilken feita para o município de São Paulo temos:

$$i = 1749 \cdot T_r^{0,181} / (t_d + 15)^{0,89}$$

Sendo:

i = intensidade da chuva (mm/h)

T_r = período de retorno (anos)

t_d = duração da chuva (min)

Trata-se da aplicação da Equação de Paulo Sampaio Wilken, onde com o valor do tempo de duração da chuva t_d obtemos a intensidade da chuva em mm/h.

Tabela 42.1 - Cálculo do hietograma usando o método dos blocos alternados.

Tempo	Intensidade da chuva	Col1 x col 2/60	Diferenças da coluna 3	Ordem decrescente da coluna 4	Precipitação no intervalo
1	2	3	4	5	6
(min)	(mm/h)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
5	162,60	13,55	13,55	13,55	2,46
10	133,31	22,22	8,67	8,67	3,62
15	113,34	28,34	6,12	6,12	6,12
20	98,81	32,94	4,60	4,60	13,55
25	87,74	36,56	3,62	3,62	8,67
30	79,01	39,50	2,95	2,95	4,60
35	71,94	41,96	2,46	2,46	2,95
40	66,09	44,06	2,09	2,09	2,09

Explicações da Tabela (42.1):

Coluna 1 - Tempo seqüencial começando em 5 e com intervalos de 5min até completar a duração total da chuva de 40min.

Coluna 2 – Intensidade da chuva calculada com o tempo em minutos da coluna 1

Coluna 3 – É a coluna 1 x coluna 2 / 60

Coluna 4 – Diferenças na coluna 3

Coluna 5 – Ordem decrescente.

Coluna 6 – Hietograma, observando que a maior precipitação 13,55 foi colocada aos 20min, que é a ½ da duração da chuva.

Colocando-se em um gráfico, o tempo da coluna 1 e as precipitações da coluna 8 obtemos a Figura (42.1).

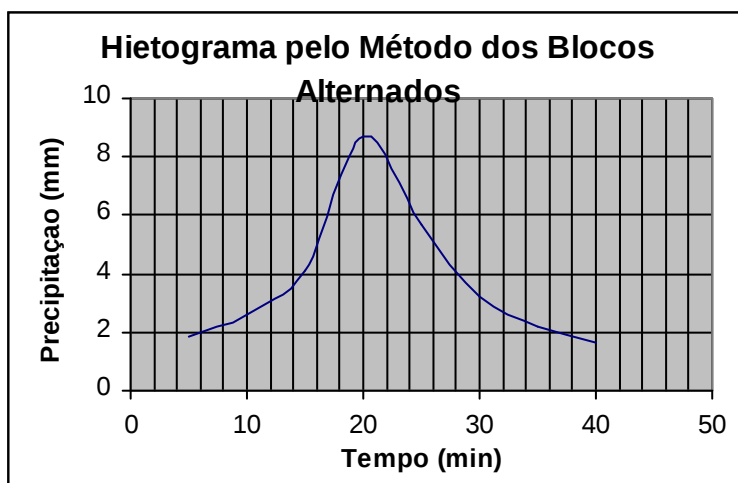


Figura 42.1 - Hietograma da precipitação de duração de 40min com $T_r = 5$ anos, usando a Equação de Paulo Sampaio Wilken.

Capítulo 42

Hietograma pelo método dos blocos alternados

Os filtros lentos de areia formam uma geléia de bactérias que recebe o nome de “*schumtzdecke*”, que é uma palavra alemã composta de “*schumzt*” que significa “sujeira” e de “*decke*” que significa película.
Azevedo Neto e Ivanildo Hespanhol-Técnica de abastecimento de água.

Sumário

Ordem	Assunto
	Capítulo 42 - Método dos Blocos Alternados
42.1	Introdução
42.2	Passos para aplicação do Método dos Blocos Alternados

4 páginas

Capítulo 42 - Hietograma pelo Método dos Blocos Alternados

42.1 Introdução

O objetivo é obter o hietograma (precipitação em função do tempo) usando a equação da chuva pelo **Método dos Blocos Alternados**, que é um dos mais usados. Tucci, 2002, usou este método no Plano Diretor de Drenagem de Porto Alegre.

42.2 Passos para aplicação do Método dos Blocos Alternados

O método dos Blocos Alternados é de simples de aplicação, se comparado a outros métodos de determinação da chuva de projeto.

O primeiro passo do método é calcular, através das intensidades dadas pela IDF, o hietograma completamente adiantado, isto é, aquele onde o pico está no primeiro intervalo de tempo.

Cada duração cumulativa, a partir desse pico, tem também sua altura de chuva calculada através das intensidades da IDF, até o limite da duração crítica do evento (que é normalmente o tempo de concentração da área contribuinte).

Assim, é um método derivado das relações IDF e que atribui a cada intensidade do hietograma um mesmo período de retorno.

O segundo passo, que dá o nome ao método, reordena o hietograma completamente adiantado de forma a posicionar o pico de forma centralizada. Cada 'bloco' de chuva do hietograma adiantado é sucessiva e alternadamente colocado no entorno do 'bloco' do pico, à direita e à esquerda.

Variantes do método permitem posicionar os picos do hietograma em outras posições que não sejam a centralizada, por exemplo, a 25% ou a 75% da duração total do hietograma, obtendo-se hietogramas com picos antecipados ou retardados. Conforme Akan, 1993 como regra prática, o maior valor da precipitação deve estar entre 1/3 a 1/2 da duração da chuva. Akan, 1993 aconselha que o Δt adotado seja menor que o tempo de concentração da bacia que está sendo estudada.

Após a fixação do pico o procedimento é o mesmo do caso anterior, onde os blocos são alternados no entorno do bloco do pico.

Exemplo 42.1

Definição de uma chuva de projeto de 40min, com $T_r = 5$ anos em intervalos de $\Delta t = 5$ min. Para a Equação de Paulo Sampaio Wilken feita para o município de São Paulo temos:

$$i = 1749 \cdot T_r^{0,181} / (t_d + 15)^{0,89}$$

Sendo:

i = intensidade da chuva (mm/h)

T_r = período de retorno (anos)

t_d = duração da chuva (min)

Trata-se da aplicação da Equação de Paulo Sampaio Wilken, onde com o valor do tempo de duração da chuva t_d obtemos a intensidade da chuva em mm/h.

Tabela 42.1 - Cálculo do hietograma usando o método dos blocos alternados.

Tempo	Intensidade da chuva	Col1 x col 2/60	Diferenças da coluna 3	Ordem decrescente da coluna 4	Precipitação no intervalo
1	2	3	4	5	6
(min)	(mm/h)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
5	162,60	13,55	13,55	13,55	2,46
10	133,31	22,22	8,67	8,67	3,62
15	113,34	28,34	6,12	6,12	6,12
20	98,81	32,94	4,60	4,60	13,55
25	87,74	36,56	3,62	3,62	8,67
30	79,01	39,50	2,95	2,95	4,60
35	71,94	41,96	2,46	2,46	2,95
40	66,09	44,06	2,09	2,09	2,09

Explicações da Tabela (42.1):

Coluna 1 - Tempo seqüencial começando em 5 e com intervalos de 5min até completar a duração total da chuva de 40min.

Coluna 2 – Intensidade da chuva calculada com o tempo em minutos da coluna 1

Coluna 3 – É a coluna 1 x coluna 2 / 60

Coluna 4 – Diferenças na coluna 3

Coluna 5 – Ordem decrescente.

Coluna 6 – Hietograma, observando que a maior precipitação 13,55 foi colocada aos 20min, que é a ½ da duração da chuva.

Colocando-se em um gráfico, o tempo da coluna 1 e as precipitações da coluna 8 obtemos a Figura (42.1).

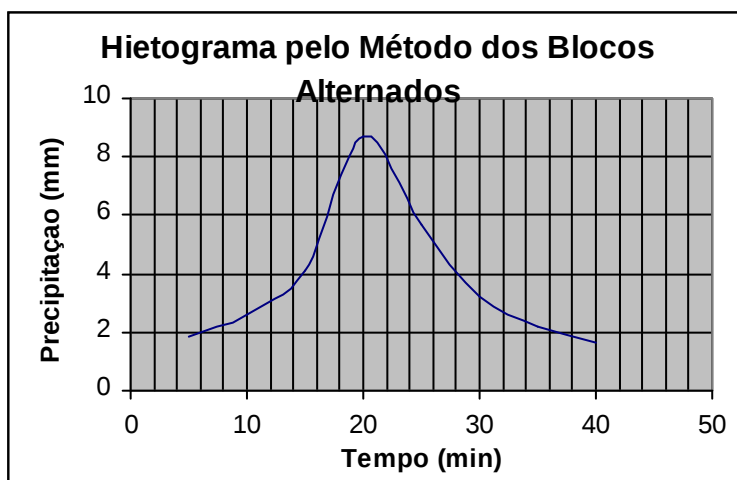


Figura 42.1 - Hietograma da precipitação de duração de 40min com $T_r = 5$ anos, usando a Equação de Paulo Sampaio Wilken.

Capítulo 65
Método de Ven Te Chow

Capítulo 65- Método de Ven Te Chow

65.1 Introdução

O método de Ven Te Chow data de 1962 e é considerado um método pouco usado, embora alguns órgãos de governo do Estado de São Paulo ainda o usem.

Usaremos o Método de Ven Te Chow, conforme Prefeitura Municipal de São Paulo, 1998 elaborado pelos professores da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

Quando se aplica um modelo de cálculo se procura fazer a análise, isto é, como o mesmo foi feito. Assim o Método de Ven Te Chow foi feito para bacias rurais em vários estados americanos até 25km² de área para achar a vazão de pico.

Não se deve aplicar o Método de Ven Te Chow em áreas urbanas ou mesmo em áreas rurais acima de 25km² de área, mas mesmo apesar destas observações, o método vem sendo aplicado em bacias urbanas até 50km².

Salientamos que pelo método de Ven Te Chow conseguimos a vazão de pico e hidrograma, embora preferimos usar o Método do SCS quando executamos um routing do reservatório.

65.2 Equação básica

A equação básica do Método de Ven Te Chow usada pela Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica, 1999 é:

$$Q_p = Q_b + 0,295 \cdot (h_e / t) \cdot A \cdot Z \quad \text{Equação 65.1}$$

Sendo:

Q_p = vazão no tempo “t” em m³/s

Q_b = vazão base na bacia no ponto considerado em m³/s

h_e = chuva excedente em milímetros calculado pelo Método do número da Curva CN do SCS

t = duração da chuva excedente em horas, Conforme PMSP, 1998 devemos pesquisar várias durações de t e escolher aquela que conduz à maior vazão de pico Q_p .

A = área da bacia em km²

t_p = tempo de retardamento em horas, que é o tempo compreendido entre o centro de massa da chuva excedente e o pico do hidrograma unitário.

0,295= resulta da multiplicação de $K=1,06$ vezes 0,278

Z = fator de redução de pico dado pela equação:

$$Z = 0,0037 + 0,8854 \cdot (t / t_p) - 0,2684 \cdot (t / t_p)^2 + 0,0378 \cdot (t / t_p)^3 \quad \text{Equação 65.2}$$

O tempo de retardamento “ t_p ” para **áreas rurais** conforme Chow in PMSP, 1998 é dado pela equação:

$$t_p = 0,005055 \cdot (L / S^{0,5})^{0,64} \quad \text{Equação 65.3}$$

Sendo:

L = comprimento do álveo desde o divisor de águas até a seção de controle em metros.

S = declividade média do álveo em porcentagem.

t_p = tempo de ascensão em horas

Conforme SCS há uma relação entre t_p e t_c :

$$t_p = 0,6 t_c$$

$$t_c = t_p / 0,6$$

DICA: conforme PMSP, 1998 deve-se pesquisar as várias durações de chuva “t” para ver qual é a maior vazão Qp.

Exemplo 65.1

Baseado em Paulo Sampaio Wilken

Dado uma bacia com $A=11,2 \text{ km}^2$, comprimento do talvegue de 7.040m e declividade média do talvegue de 0,722%. Calcular o tempo de retardamento t_p .

$$t_p = 0,005055 \cdot (L / S^{0,5})^{0,64}$$
$$t_p = 0,005055 \cdot (7040 / 0,722^{0,5})^{0,64}$$
$$t_p = 1,63\text{h}$$

Pelo SCS $t_p=0,6 t_c$ e então $t_c = t_p / 0,6 = 1,63 / 0,6 = 2,67\text{h}$

Adotamos então a duração da chuva maior que 2,67h, isto é, 3h.

65.3 Intervalo Δt

O intervalo Δt deve estar entre $t_c/5$ a $t_c/3$.

Exemplo 65.2

Achar o intervalo conveniente para $t_c=2,67\text{h} = 160,2\text{min}$

$$t_c/5 = 2,67/5 = 0,53\text{h}$$

$$t_c/3 = 2,67/3 = 0,89\text{h}$$

Adotamos $\Delta t=0,50\text{h}$.

65.4 Estimativa do número CN para área urbana

Para área urbana existe sempre uma parcela do solo que é impermeável. Na área impermeável o número CN do solo é $CN=98$. O coeficiente final CN_w composto é a soma composta do coeficiente da área permeável e da área impermeável com o peso correspondente da fração da área impermeável da seguinte forma, conforme (McCuen, 1998).

A equação abaixo é válida quando a porcentagem total da área impermeabilizada é maior que 30% (trinta por cento) da área total.

$$CN_w = CN_p \cdot (1-f) + f \cdot (98)$$

(Equação 65.4)

Sendo:

CN_w = número CN composto da área urbana em estudo;

CN_p = número CN da área permeável da bacia em estudo e

f = fração da área impermeável da bacia em estudo.

Exemplo 65.3

Consideremos área impermeável de 50%, isto é, $f=0,50$.

Como já foi mostrado anteriormente o tipo de solo da região é o tipo B conforme classificação do SCS. Considerando $CN=60$ para área permeável.

Vamos achar o número CN_w composto.

Sendo:

$$CN_p = 60$$

$$f = 0,50$$

$$CN_w = CN_p \cdot (1 - f) + f \cdot (98)$$

$$CN_w = 60 \cdot (1 - 0,50) + 0,50 \cdot (98) = 79$$

Portanto, o número CN que se poderia usar para o cálculo da chuva excedente $CN_w = CN = 79$.

65.5 Estimativa do runoff ou escoamento superficial ou chuva excedente pelo método SCS

Conforme TR-55 do SCS de 1986 o método do número CN da curva de runoff é fornecido pela equação:

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S} \quad \text{(Equação 65.5)}$$

Sendo:

Q= runoff ou chuva excedente (mm);

P= precipitação (mm);

I_a = abstração inicial (mm) e

S= potencial máximo de retenção após começar o runoff (mm).

A abstração inicial I_a representa todas as perdas antes que comece o runoff. Inclui a água retida nas depressões da superfície e interceptada pela vegetação, bem como, a água evaporada e infiltrada.

Empiricamente foi determinado nos Estados Unidos pela SCS que I_a é aproximadamente igual a :

$$I_a = 0,2 S \quad \text{(Equação 65.6)}$$

Substituindo o valor de I_a obtemos:

$$Q = \frac{(P - 0,2S)^2}{(P + 0,8S)} \quad \text{válida quando } P > 0,2 S \quad \text{(Equação 65.7)}$$

$$\text{sendo } S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad \text{(Equação 65.8)}$$

CN

A Equação (65.7) do valor de Q é válida quando a precipitação $P > 0,2S$.

Quando $P < 0,2 S$, o valor de $Q=0$.

65.6 Intensidade de chuva

Paulo Sampaio Wilken em 1972 obteve para a região Metropolitana de São Paulo por análise de regressão com dados de 1934 a 1959 (26 anos) do pluviógrafo instalado no Parque do Estado na Água Funda E3-035, obtendo a seguinte equação das chuvas:

T_r = período de retorno (anos);

t= duração da chuva (min).

ou pode se apresentar em outras unidades:

$$I = \frac{1747,9 \cdot T_r^{0,181}}{(t + 15)^{0,89}} \quad \text{(mm/h)} \quad \text{(Equação 65.9)}$$

Exemplo 65.4

Calcular a precipitação em 2h para período de retorno $T_r=100$ anos para a RMSP.

$$I = \frac{1747,9 \cdot T_r^{0,181}}{(t + 15)^{0,89}} \quad (\text{mm/h})$$

Transformando 2h em minutos: $2\text{h} \times 60\text{min} = 120\text{min}$

$$I = \frac{1747,9 \cdot 100^{0,181}}{(120 + 15)^{0,89}} = 4022,69 / 78,70 = 51,11 \text{ mm/h}$$

Em 2 horas teremos: $P = I \times 2\text{h} = 51,11 \times 2 = 102,22\text{mm}$

P= 102,22mm

Exemplo 65.5

Calcular a chuva excedente para a RMSP com chuva de 2h usando o número da curva $CN = 79$ do SCS.

$$S = \frac{25400}{CN} - 254$$

$$S = \frac{25400}{79} - 254 = 67,52\text{mm}$$

$$Q = \frac{(P - 0,2S)^2}{(P + 0,8S)} \quad \text{válida quando } P > 0,2 S$$

$$Q = \frac{(102,22 - 0,2 \times 67,52)^2}{(102,22 + 0,8 \times 67,52)} = 50,38\text{mm}$$

O valor Q é chamado h_e no Método Ven Te Chow e portanto $h_e=50,38\text{mm}$

Exemplo 65.6

Calcular o fator de redução Z, dado o tempo de ascensão $t_p=1,63h$ e chuva de 2h;

Para chuva de 2h o valor de $t/t_p = 2/ 1,63= 1,229$

$$\begin{aligned} Z &= 0,0037 + 0,8854 \cdot (t/t_p) - 0,2684 \cdot (t/t_p)^2 + 0,0378 \cdot (t/t_p)^3 \\ Z &= 0,0037 + 0,8854 \cdot (1,229) - 0,2684 \cdot (1,229)^2 + 0,0378 \cdot (1,229)^3 \\ Z &= 0,76 \end{aligned}$$

65.6 Equação de Paulus

O Departamento de Águas e Energia Elétrica de São Paulo (DAEE) adota para área maior que 25 km^2 , a equação de *Paulhus* (*Linsley et al.*,1975):

$$P_{\text{área}} = P_{\text{ponto}} \cdot k \quad (\text{Equação 65.10})$$

onde:

$P_{\text{área}}$ = precipitação na área

P_{ponto} = precipitação no ponto

$A_o = 25 \text{ km}^2$

$$K = 1,0 - [0,1 \cdot \log (A / A_o)]$$

Se a área A for menor que 25 km^2 então $K=1$.

Exemplo 65.7 – adaptado de Paulo Sampaio Wilken

Calcular a vazão de pico para a RMSP para área de bacia com $t_p=1,63h$, $A=11,2km^2$, chuva de período de retorno de 100anos, usando a equação de chuvas intensas de Paulo Sampaio Wilken.

Usar também correção se a área da bacia for maior que $25km^2$. O valor de CN basico permeável minimo adotado pelo DAEE é $CN=60$. Consideramos a vazão base = $2m^3/s$. O comprimento do talvegue $L=7040km$ e tem declividade de $0,722\%$

Valor máximo achado $Q= 67m^3/s$ para chuva de 2h

Tabela 65.1- Cálculo do metodo de Ven Te Chow

Tr (anos)	100	100	100	100	100	100	100
K	1747,9	1747,9	1747,9	1747,9	1747,9	1747,9	1747,9
a	0,181	0,181	0,181	0,181	0,181	0,181	0,181
b	15	15	15	15	15	15	15
c	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89
Duração chuva (h)	0,80	1,00	1,25	1,50	2,00	2,50	3,00
I (mm/h)	100,72	86,24	73,32	63,92	51,11	42,75	36,85
Correção chuva	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
CN permeável	60,00	60,00	60,00	60,00	60,00	60,00	60,00
Fração impermeável	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
P (mm)	80,57	86,24	91,65	95,88	102,22	106,88	110,54
CNw	79	79	79	79	79	79	79
S (mm)	67,52	67,52	67,52	67,52	67,52	67,52	67,52
he (mm)	33,42	37,72	41,93	45,27	50,38	54,19	57,22
Qb (m^3/s)	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
Talvegue (m)	7040,00	7040,00	7040,00	7040,00	7040,00	7040,00	7040,00
Declividade talvegue (%)	0,722	0,722	0,722	0,722	0,722	0,722	0,722
t_p (h)	1,63	1,63	1,63	1,63	1,63	1,63	1,63
t/t_p	0,492	0,615	0,768	0,922	1,229	1,536	1,844
A (km^2)	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2
Z	0,38	0,46	0,54	0,62	0,76	0,87	0,96
Qb (m^3/s)	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
Qp (m^3/s)	56,3	60,7	64,1	66,0	67,0	66,1	64,5

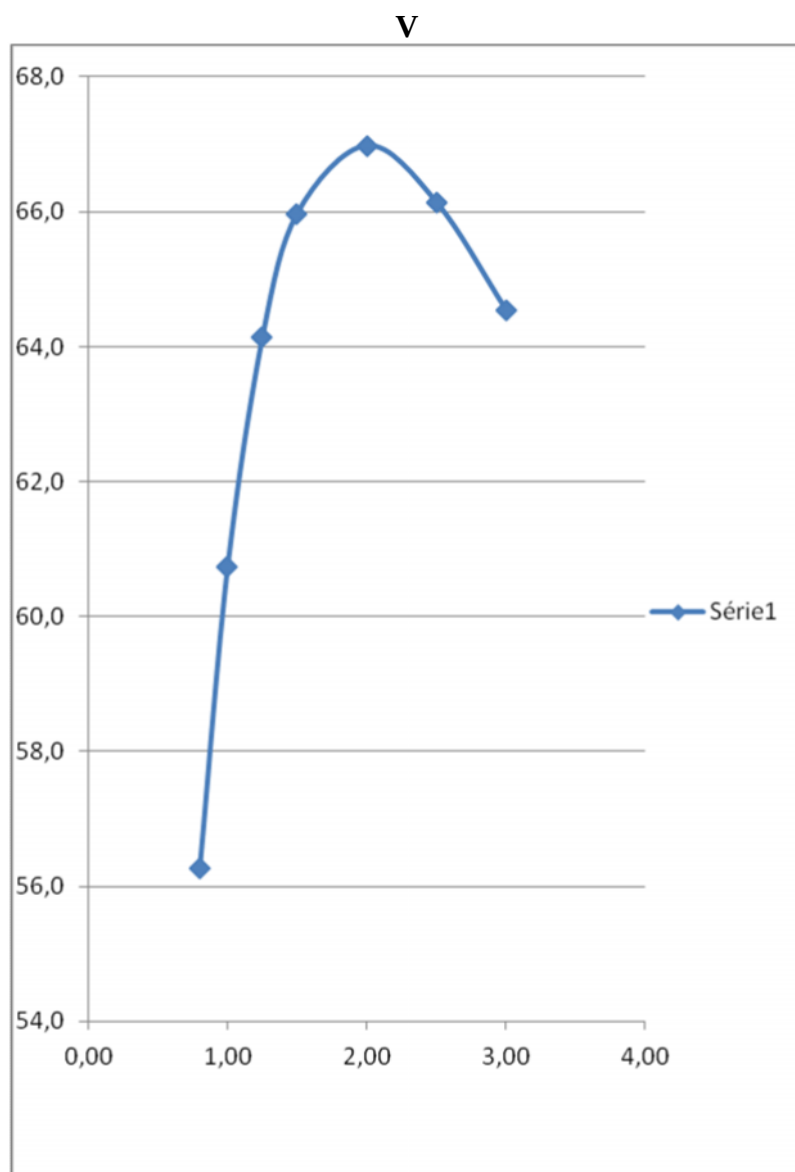


Figura 65.1- Hidrogrdama usando Método de Ven Te chow

5.7 Bibliografia e livros consultados

- PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO PAULO. *Diretrizes básicas para projetos de drenagem urbana no município de São Paulo*. FCTH, PMPS, 1998, 279 páginas.
- WILKEN , PAULO SAMPAIO. *Engenharia de Drenagem Superficial*. São Paulo, Cetesb,1978, 477 páginas.

Capítulo 66
Método de I PAI WU

Capítulo 66- Método I PAI WU

66.1 Introdução

Vamos comentar o Método I PAI WU usando os ensinamentos do prof. Hiroshi Yoshizane da Unicamp de Limeira.

Para os engenheiros que gostam do método Racional, o Método de I PAI Wu é o método Racional que sofre algumas modificações, permitindo cálculos de bacias hidrográficas 2 km² até 200km². Existem órgãos do Estado de São Paulo que recomendam a adoção deste método, embora não aceito por todos.

O método de I PAI WU modificado elaborado pelo prof. dr. Kokei Uehara pode ser usado até área de 500km², entretanto não vamos apresentá-lo neste capítulo.

66.2 Equação básica

A equação básica do Método I PAI Wu é:

$$Q = (0,278 \cdot C \cdot I \cdot A^{0,9}) \cdot K$$
$$Q_{pico} = Q_b + Q$$

Sendo:

Q= vazão de pico (m³/s)

Q_b= vazão base (m³/s). Se não tiver informação adotar 0,1xQ.

I= intensidade de chuva (mm/h)

C= coeficiente de escoamento superficial (adimensional)

A= área da bacia (km²) ≤ 200km²

K= coeficiente de distribuição espacial da chuva (adimensional)

Para achar o coeficiente K precisamos de um ábaco especial feito pelo DAEE no Estado de São Paulo.

66.3 Cálculo do coeficiente C de escoamento superficial

O coeficiente C é calculado pela seguinte equação:

$$C = (C_2 / C_1) \cdot 2 / (1 + F)$$

Sendo:

C= coeficiente de escoamento superficial

C₂= coeficiente volumétrico de escoamento

C₁= coeficiente de forma

F= fator de forma da bacia

Coeficiente de forma C₁

Conforme Kather, 2006 em bacias alongadas, o tempo de concentração é superior ao tempo de pico, pois a chuva que cai no ponto mais distante da bacia chegará tarde o suficiente para não contribuir para a vazão máxima. Assim em bacias alongadas, deve-se esperar um valor de C₁ <1 de acordo com a equação:

$$C_1 = t_p / t_c = 4 / (2 + F)$$

t_p= tempo de pico de ascensão (h)

t_c= tempo de concentração (h)

Pelo SCS t_p= 0,6 x t_c, ou seja, t_p/t_c= 0,60=C₁

Fator de forma da bacia

$$F = L / [2 (A/\pi)^{0,5}]$$

Sendo:

L= comprimento do talvegue (km)

A= área da bacia (km²)

F= fator de forma da bacia

Conforme Morano, 2006 quando:

F=1 a bacia tem formato circular perfeito

F<1 a bacia tem forma circular para a elíptica e o seu dreno principal está na transversal da área.

F>1 a bacia foge da forma circular para elíptica e o seu dreno principal está na longitudinal da área.

Coeficiente C₂

O coeficiente volumétrico de escoamento ocorre em função do grau de impermeabilidade da superfície conforme DAEE, São Paulo, 1994.

Podemos adotar C₂=0,30 para grau baixo de impermeabilização; C₂=0,50 para grau médio e C₂=0,80 para grau alto conforme Tabela (66.1).

Para estimar o coeficiente C₂ consultar a Tabela (66.1).

Tabela 66.1- Grau de impermeabilização do solo em função do uso.

Grau de impermeabilidade da superfície	Coeficiente volumétrico de escoamento C ₂
Baixo	0,30
Médio	0,50
Alto	0,80

Fonte: DAEE, 1994

Tabela 66.1 A- Valores de C₂ conforme Morano, 2006

	Coeficiente volumétrico de escoamento C ₂
Zona rural	0,25
Zona Suburbana	0,40
Zona Urbana	0,60
Zona Urbana Central	0,80

66.4 Ábaco para determinar o coeficiente K

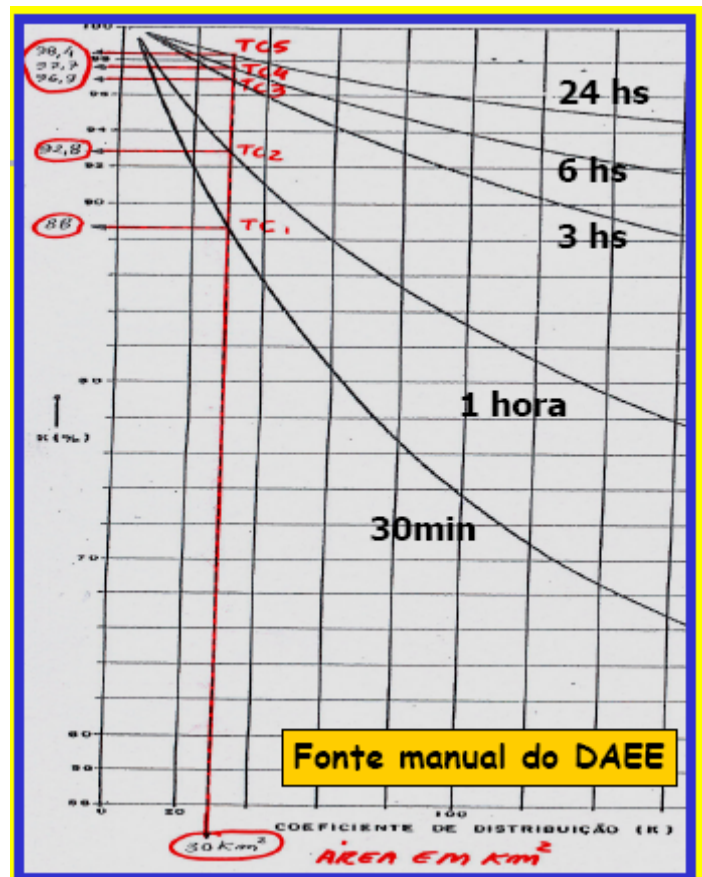


Figura 66.1- Ábaco para achar o valor de K.
Entrar com área da bacia em Km^2 e com tc achar K
Gráfico de Ven Te Chow

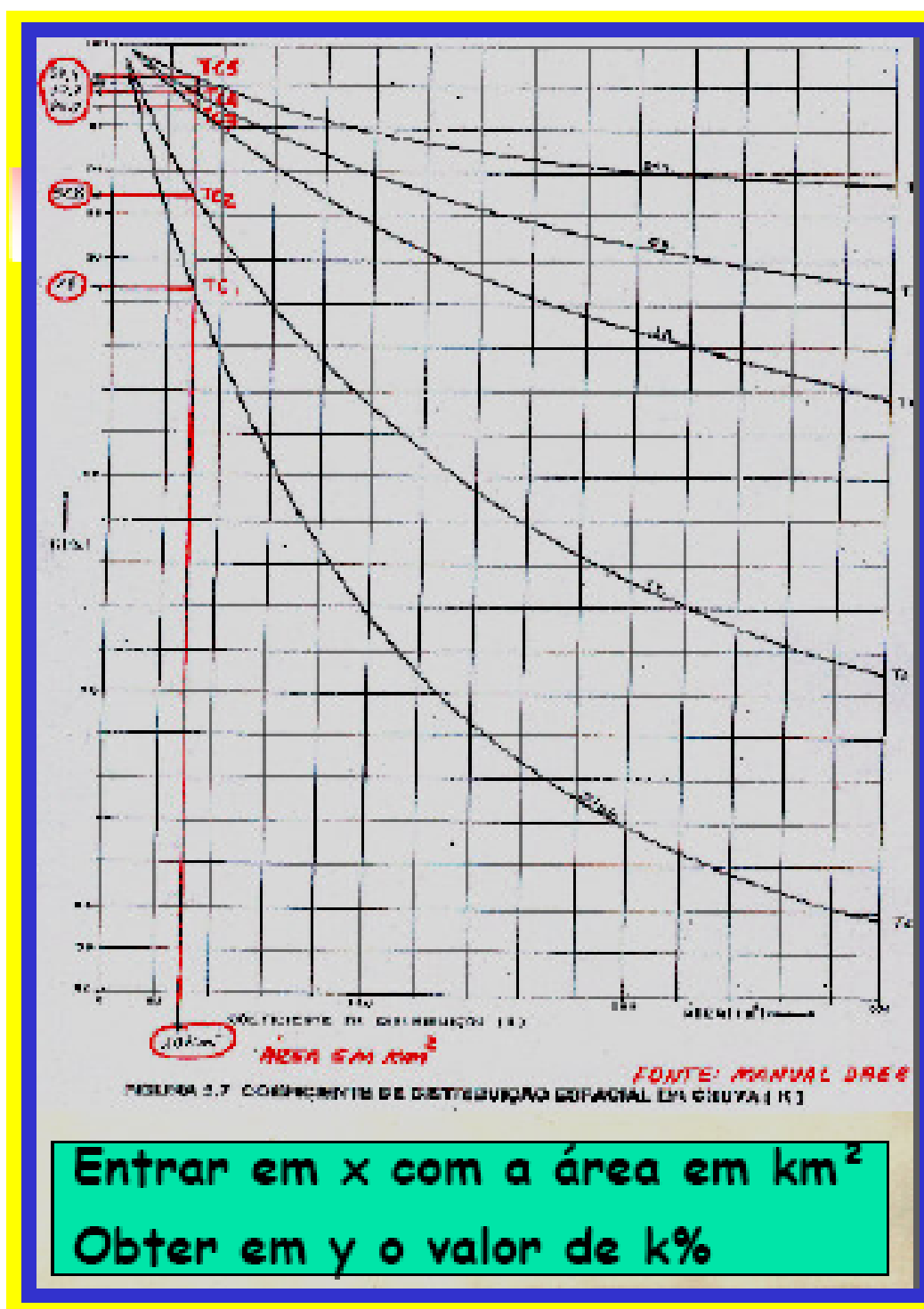


Figura 66.2- Ábaco para achar o valor de K.
 Entrar com área da bacia em Km^2 e com t_c achar K

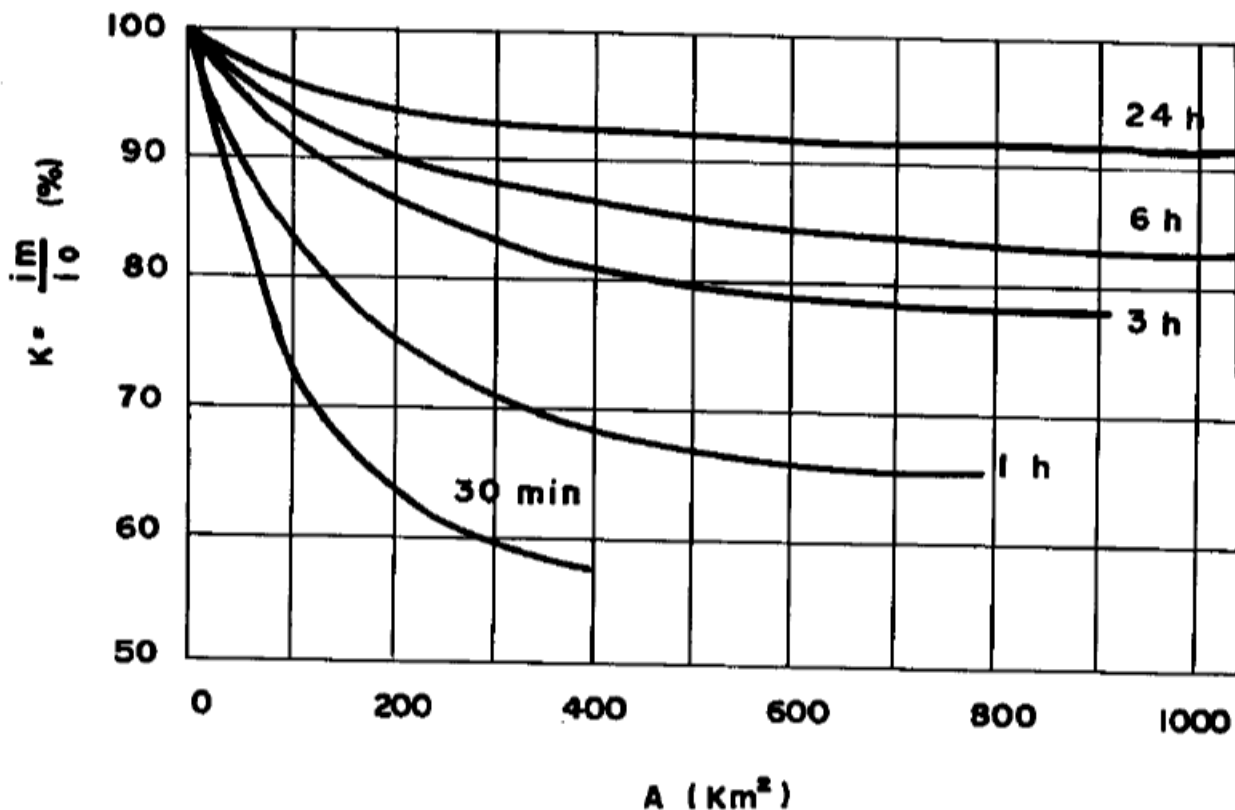


Figura 66.1-

66.5 Tempo de concentração

Usamos normalmente a equação de Kirpich que foi recomendada pelo prof. dr. Kokei Uehara em 1969 para uso no método de I Pai Wu..

$$t_c = 57 \times (L^2 / S)^{0,385}$$

Sendo:

t_c = tempo de concentração (min)

L = comprimento do talvegue (km)

S = declividade equivalente do talvegue (m/Km)

66.6 Volume do hidrograma

O volume do hidrograma conforme prof Hiroshi Yoshizane da UNICAMP, pode ser calculado pela equação:

$$V = (0,278 \times C_2 \times I \times t_c \times 3600 \times A^{0,9} \times K) \times 1,5$$

Sendo:

V = volume do escoamento (m³)

C_2 = coeficiente volumétrico do escoamento (adimensional)

I = intensidade da chuva crítica (mm/h)

t_c = tempo de concentração (h)

A = área da bacia (km²)

K = coeficiente de distribuição espacial (adimensional)

Exemplo 66.1

Dimensionar a vazão do rio Baquirivu Guaçu junto a ponte da Via Dutra. A área tem 149,80km², declividade média $S=0,002825\text{m/m}$, $L= 22,3\text{km}$ (talvegue), $t_c= 6,95\text{h}$.

Tabela 66.2- Cálculos do I PAI WU

Tr (anos)	100
K	1747,9
A	0,181
B	15
C	0,89
tc (min)	417,28
I (mm/h)	18,14
Qb (m ³ /s)	35,34
Talvegue(km)	22,30
Decl (m/m)	0,002825
Decl (m/km)	2,8250
Kirpich tc (min)	417,28
tc (h)	6,95
A (km ²)	149,8
F	1,61
C ₁	0,60
C ₂	0,80
C	0,81
Ábaco K	0,95
Q (m ³ /s)	353,4
Qp (m ³ /s)	388,79

tc calculado pelo método de Kirpich

Qb= vazão base considerada 0,1Q

Qp= Qb + Q

C₁= 0,6

C₂= 0,80

Hidrograma curvilíneo

Apesar do método de I PAI WU ser baseado no método Racional, adotamos o hidrograma curvilíneo do SCS.

Tabela 66.2- Hidrograma curvilíneo do SCS

t/tp	Q/Qp	t (min)	Q (m ³ /s)
0,00	0,000	0,00	0,00
0,10	0,030	0,42	11,66
0,20	0,100	0,83	38,88
0,30	0,190	1,25	73,87
0,40	0,310	1,67	120,53
0,50	0,470	2,09	182,73
0,60	0,660	2,50	256,60
0,70	0,820	2,92	318,81

0,80	0,930	3,34	361,58
0,90	0,990	3,76	384,91
1,00	1,000	4,17	388,79
1,10	0,990	4,59	384,91
1,20	0,930	5,01	361,58
1,30	0,860	5,42	334,36
1,40	0,780	5,84	303,26
1,50	0,680	6,26	264,38
1,60	0,560	6,68	217,72
1,70	0,460	7,09	178,85
1,80	0,390	7,51	151,63
1,90	0,330	7,93	128,30
2,00	0,280	8,35	108,86
2,20	0,207	9,18	80,48
2,40	0,147	10,01	57,15
2,60	0,107	10,85	41,60
2,80	0,077	11,68	29,94
3,00	0,055	12,52	21,38
3,20	0,040	13,35	15,55
3,40	0,029	14,19	11,28
3,60	0,021	15,02	8,16
3,80	0,015	15,86	5,83
4,00	0,011	16,69	4,28
4,50	0,005	18,78	1,94
5,00	0,000	20,86	0,00

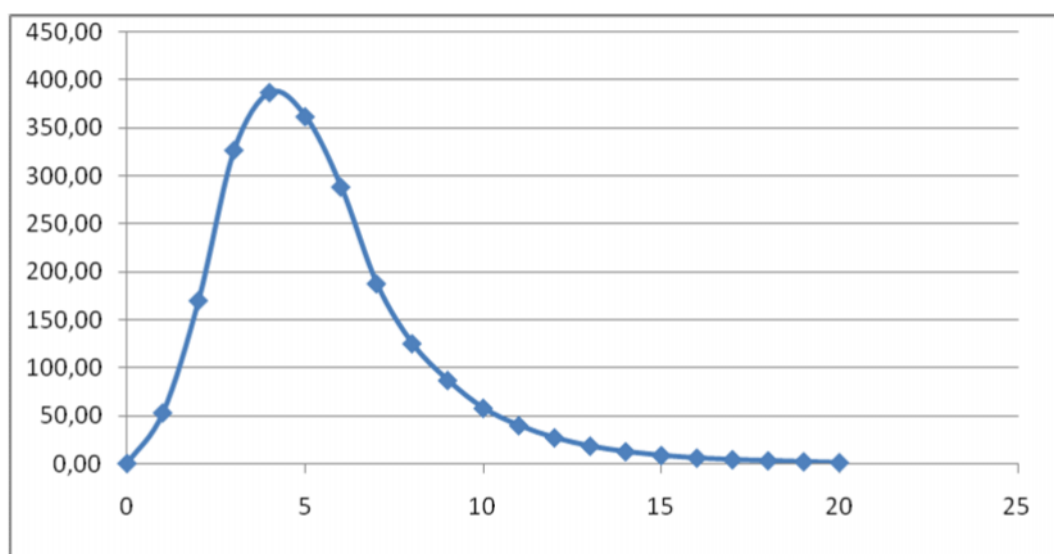


Figura 66.2- Hidrograma

66.5 Bibliografia e livros consultados

- GENOVEZ, ABEL MAIA. Avaliação dos métodos de estimação de vazões de enchente para pequenas bacias rurais do Estado de São Paulo. Unicamp, Campinas, Dissertação de Mestrado, outubro de 1991, 245 páginas.
- KATHER, CHRISTIAN. *Uso do solo e da água na bacia do ribeirão Serragem*, Vale do Paraíba, janeiro de 2006
- MORANO, JOSÉ ROBERTO. Pequenas barragens de terra. Metodologia para projetos e obras. Edição Codasp, 2006, 103 páginas.
- YOSHIZANE, HIROSHI. *Hidrologia e Drenagem*. CESET. Unicamp, Limeira, 2006.

Capítulo 85

Método de Denver

Nitro PDF
www.nitropdf.com

SUMÁRIO

Ordem	Assunto	Página
85.1	Introdução	

Nitro PDF Trial
www.nitropdf.com

Capítulo 85- Método de Denver

85.1- Introdução

Rubem Porto no livro de Drenagem Urbana, 1995 p. 154 detalhe e aconselha o Método *Colorado Urban Hydrograph Procedure (CUHP)* conhecido também como Método de Denver, que foi descrito em detalhes em 1992 no Manual de Drenagem Urbana de Denver no Colorado, Estados Unidos. Conforme livro de Drenagem Urbana de 1986 aconselha-se o uso do CUHP em bacias com áreas maiores que 1km^2 ou bacias complexas menores que 1km^2 .

Para o tempo de pico t_p , o método Colorado aconselha a Equação (85.1) conforme Diretrizes Básica para Projetos de Drenagem Urbana no município de São Paulo, 1998 p.71 usa-se a seguinte Equação (85.1):

$$t_p = 0,637 \cdot Ct \left[L \cdot L_{cg} / S \right]^{0,5} \quad (Equação 85.1)$$

Sendo:

t_p = tempo de retardamento do hidrograma unitário medido do centro da chuva unitária até o pico do hidrograma (horas);

L = comprimento do talvegue da bacia desde as nascentes até a seção de controle (km);

L_{cg} = comprimento que vai desde o centro de gravidade da bacia até a seção de controle, acompanhando o talvegue (km);

S = média ponderada das declividades do talvegue (m/m) conforme Equação (85.3).

Ct = coeficiente que está relacionado com a porcentagem de impermeabilização da bacia conforme Figura (85.2).

Tempo de concentração e tempo de retardo

O SCS diz-se que

$$t_p = 0,6 \cdot t_c \quad (Equação 85.2)$$

Conforme SCS o valor de $t_p = 0,6 \cdot t_c$ podemos achar o tempo de concentração após acharmos o valor de t_p . Na prática obtém-se pelo método cinemático um valor melhor do tempo de concentração t_c e depois multiplicando-se por 0,6 obtém-se o valor de t_p .

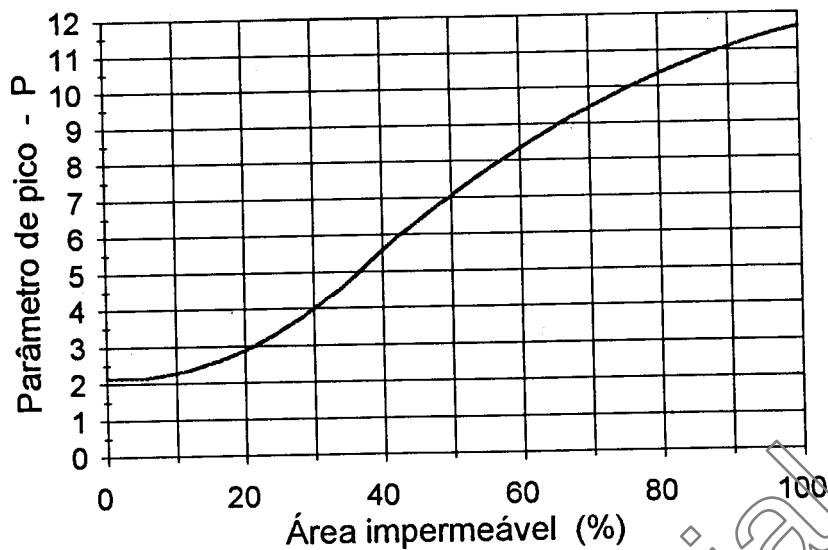


Figura 85.1- Determinação do fator de Pico P em função da área impermeável em porcentagem

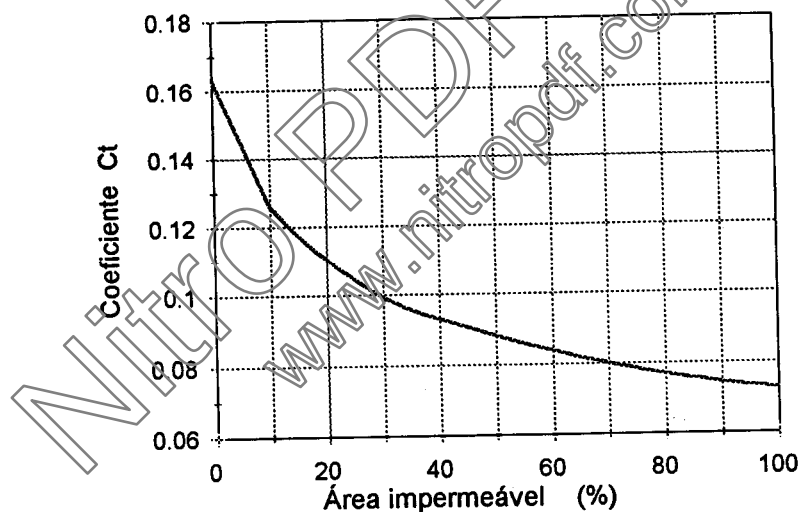


Figura 85.2- Determinação de Ct em função da área impermeável em porcentagem

Declividade: S

$$S = [(L_1 \cdot S_1^{0,24} + L_2 \cdot S_2^{0,24} + \dots) / (L_1 + L_2 + \dots)]^{4,17} \quad (\text{Equação 85.3})$$

Exemplo 85.1- Achar a declividade média ponderada com $L_1 = 0,50\text{km}$ $L_2 = 1\text{km}$ e $L_3 = 1,5\text{km}$ e $S_1 = 0,007\text{m/m}$ $S_2 = 0,005\text{m/m}$ e $S_3 = 0,0019\text{ m/m}$.

Usando a Equação (85.3) temos:

$$S = [(L_1 \cdot S_1^{0,24} + L_2 \cdot S_2^{0,24} + \dots) / (L_1 + L_2 + \dots)]^{4,17}$$

$$S = [(0,5 \cdot 0,007^{0,24} + 1,00 \cdot 0,005^{0,24} + 1,50 \cdot 0,0019^{0,24} \dots) / (0,50 + 1,00 + 1,50)]^{4,17}$$

$$S = 0,0533 \text{ m/m}$$

Exemplo 85.2 – Achar o tempo de retardamento t_p do hidrograma unitário em horas, sendo $L=2,06\text{km}$ $L_{cg}=0,84\text{km}$, $S=0,102 \text{ m/m}$ e Área impermeável $I_a = 44\%$.

Conforme Figura (85.2) entrando na abscissa com a área impermeável de 44% em porcentagem obtemos o coeficiente $C_t = 0,091$

Usando a Equação (85.1) temos:

$$t_p = 0,637 \cdot C_t [L \cdot L_{cg} / S^{0,5}]^{0,48}$$

$$t_p = 0,637 \cdot 0,091 [2,06 \cdot 0,84 / 0,102^{0,5}]^{0,48}$$

$$t_p = 0,13 \text{ h} \approx 7,8 \text{ min}$$

Duração da chuva unitária

A chuva unitária D é aproximadamente 1/3 do tempo de retardamento (t_p).

A duração da chuva unitária em áreas até $1,5\text{km}^2$ é de aproximadamente 5min e acima de 15km^2 é de 10min. Duração unitária de 15min e para grandes áreas (Drenagem Urbana, 1980 p.157)

$$D \approx t_p / 3$$

(Equação 85.4)

Exemplo 85.3- Calcular a duração da chuva unitária para $t_p=0,225\text{h}=12,5\text{min}$.

$$\text{Sendo } D \approx t_p / 3 = 12,5\text{min} / 3 = 4,5\text{min} \approx 5\text{min}$$

Tempo de ascensão t_a

Tempo de ascensão é o tempo de início da chuva de duração unitária D até o pico do hidrograma:

$$t_a = t_p + D/2$$

(Equação 85.5)

Vazão de pico do hidrograma unitário por unidade de área da bacia q_p ($\text{m}^3/\text{s} \times \text{km}^2$).

A vazão de pico é dada pela Equação (85.6).

$$q_p = 2,75 \cdot C_p / t_p$$

(Equação 85.6)

Sendo:

P = coeficiente relacionado com a capacidade de armazenamento da bacia fornecido conforme Figura (85.1) obtido em função da área impermeável.

O valor de C_p é obtido pela Equação (85.7).

$$C_p = 0,867 \cdot P \cdot C_t \cdot A^{0,15} \quad \text{(Equação 85.7)}$$

Exemplo 85.4- Achar o coeficiente C_p de armazenamento da bacia sendo a área impermeável de 44%.

Conforme Figura (85.1) e Figura (85.2) o valor de $P=6,21$ e $C_t=0,091$.

Usando a Equação (85.7) temos:

$$C_p = 0,867 \cdot P \cdot C_t \cdot A^{0,15}$$

$$C_p = 0,867 \cdot 6,21 \cdot 0,091 \cdot 0,98^{0,15} = 0,49$$

Exemplo 85.5- Calcular a vazão de pico unitário sendo $t_p=0,225h$ e $C_p=0,49$

$$Q_p = 2,75 \cdot C_p / t_p = 2,75 \cdot 0,49 / 0,225 = 6,0 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{km}^2$$

Vazão de pico do hidrograma unitário

A vazão de pico do hidrograma unitário Q_p é obtido usando a Equação (85.8).

$$Q_p = q_p \cdot A \quad \text{(Equação 85.8)}$$

Sendo:

Q_p = vazão de pico do hidrograma unitário (m^3/s);

q_p = vazão de pico do hidrograma unitário por unidade de área da bacia ($\text{m}^3/\text{s} \times \text{km}^2$) e

A = área da bacia (km^2).

Exemplo 85.6- Calcular a vazão de pico do hidrograma unitário, sendo a área da bacia de $0,98\text{km}^2$, $q_p = 6 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{km}^2$.

$$Q_p = q_p \cdot A = 6 \cdot 0,98 = 5,9 \text{ m}^3/\text{s}$$

Hidrograma unitário do CUHP

Escoamento Superficial Direto

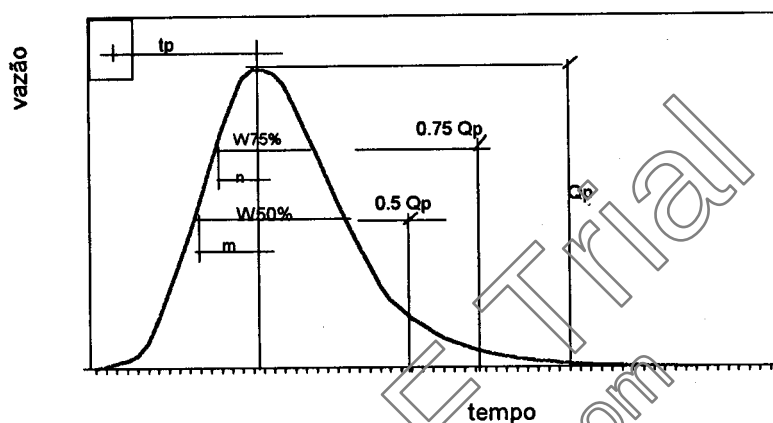


Figura 85.3- Hidrograma unitário do Método de Denver (Colorado Urban Hydrograph Procedure-CUHP)

Para se montar um hidrograma conforme recomendações do CUHP tempos que calcular $W50\%$ e $W75\%$, corresponde respectivamente ao tempo dentro da curva de 50% e 75% da vazão de pico.

$$W50\% = 2,15 / q_p \quad (\text{horas}) \quad (\text{Equação 85.9})$$

$$W75\% = 1,12 / q_p \quad (\text{horas}) \quad (\text{Equação 85.10})$$

Exemplo 85.7- Calcular a largura em minutos corresponde a 50% da vazão e 75% da vazão de pico do hidrograma sendo $q_p = 6,0 \text{ m}^3/\text{s} \times \text{km}^2$.

Usando as Equações (85.9) e (85.10) temos:

$$W50\% = (2,15 / q_p) \times 60 = (2,15 / 6,0) \times 60 = 22,05 \text{ min}$$

$$W75\% = (1,12 / q_p) \times 60 = (1,12 / 6,0) \times 60 = 11,26 \text{ min}$$

Para distribuir os valores $W50\%$ e $W75\%$ os mesmos são distribuídos da seguinte maneira:

$m=0,35$. W50% a esquerda da vazão de pico e para a direita da vazão de pico teremos $n=0,65$. W50%.

Para W75% teremos:

$m=0,45$. W75% a esquerda da vazão de pico e $n= 0,55$. W75%

Exemplo 85.8

Para W50% de 22,05min teremos a esquerda $m=0,35 \times 22,05 = 7,72\text{min}$ e $n=0,65 \times 22,05 = 14,33\text{min}$.

Para W75% de 11,26min o valor a esquerda $m=0,45 \times 11,26 = 5,07\text{min}$ e a direita $n=0,55 \times 11,26 = 6,19\text{min}$.

Exercício 85.9- Calcular a vazão de pico usando o Método de Denver para área de drenagem de $17,2\text{km}^2$, 9,7km de comprimento do talvegue, 4,85km comprimento até o centro de gravidade, declividade média de 0,47% (0,0047m/m), área impermeável de 50%, número da curva CN=85. (Pallos, bacia do córrego Rincão).

Como a área impermeável é de 50% então entrando no gráfico da Figura (85.2) obtemos $Ct=0,085$.

Tempo de retardo (tp)

$$tp = 0,637 \cdot Ct [L \cdot Lcg / S^{0,5}]^{0,48}$$

$$tp = 0,637 \cdot 0,085 [9,7 \times 4,85 / 0,0047^{0,5}]^{0,48}$$

$$tp = 1,24\text{h}$$

Duração da chuva unitária

$$D = tp/3 = 1,24/3 = 0,4\text{h} = 25\text{min. Adoto } D = 10\text{min}$$

Fator de Pico P

Fator de Pico $P=7$ foi obtido através da Figura (85.1) entrando com área impermeável de 50%.

Determinação de Cp

$$Cp = 0,867 \cdot P \cdot Ct \cdot A^{0,15}$$

$$Cp = 0,867 \cdot 7 \cdot 0,085 \cdot 17,2^{0,15}$$

$$Cp = 0,79$$

Vazão de pico do hidrograma unitário

$$qp = 2,75 \cdot Cp / tp = 2,75 \cdot 0,79 / 1,24 = 1,75 \text{ m}^3/\text{s} \times \text{km}^2$$

$$Qp = qp \cdot A = 1,75 \cdot 17,2 = 30 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$ta = tp + D/2 = 1,24 \times 60 + 10/2 = 79,68 \text{ min}$$

Para determinação do gráfico do hidrograma unitário temos que calcular os valores de W50% e W75% que estão na Tabela (85.1).

Todos os valores encontrados na Tabela (85.1) e calculados estão na Tabela (85.2) onde podemos observar que os tempos não estão de 10 em 10min. Ai está o truque do hidrograma unitário. Os intervalos devem ser de 10 em 10min que foi calculado anteriormente. As chuvas excedentes em centímetros também deverão ser coerentes, isto é, estar de 10 em 10min.

Tabela 85.1- Valores de W50% e W75% para o gráfico

Determinação de W50% e W75%	Tempo (min)
$W50\% = (2,15 / qp) * 60$	73,87
$m = 0,35 \times W50\%$	25,85
$n = 0,65 \times W50\%$	48,01
$W75\% = (1,12 / qp) * 60$	38,48
$m = 0,45 \times W75\%$	17,32
$n = 0,55 \times W75\%$	21,16

Volume do hidrograma unitário

O volume em m^3 do hidrograma unitário para uma chuva excedente de 1cm é':

$$V = A (km^2) \times 1cm$$

Exemplo 85.10- Calcular o volume do hidrograma unitário com chuva excedente padrão de 1cm, sendo a área da bacia de $17,2km^2$.

$$V = A (km^2) \times 1cm = 17,2 \times 106 \times 1 \times 10^{-2} = 172.000m^3$$

É com o volume de $172.000m^3$ que se calcula por aproximação o tempo base de 253,8min sendo razoável um erro de 5%.

Tabela 85.2- Valores encontrados do tempo de $m^3/s \times km^2$

Tempo (minutos)	$m^3/s \times km^2$	
0,00	0	
53,83	15,0	50% de Q
62,37	22,5	75% de Q
79,68	30,0	
100,85	22,5	75% de Q
127,70	15,0	50% de Q
253,8	0	

Para a chuva excedente foi usado o número da curva CN=85 obtemos chuva excedente total de 7,12cm. Foi usada a precipitação de Huff 1º quartil com 50% de probabilidade e fórmula de Martinez e Magni,1999 para $Tr=50$ anos.

Para a Tabela (85.3) temos que colocar os tempos de 10 em 10min temos que fazer isto graficamente obtendo os valores da coluna 2 ou usar interpolação linear por exemplo.

Na Tabela (85.3) os valores calculados para a convolação são procedidos da seguinte maneira:

O valor $0,54m^3/s$ foi obtido multiplicando $2,70m^3/s.cm$ x 0,19cm.

O valor $1,07m^3/s$ foi obtido multiplicando $5,58m^3/s.cm$ x 0,19cm e assim por diante.

A última coluna é a soma das colunas. O valor maior é $190,6m^3/s$ que é a vazão máxima obtida do pico de enchente que deverá ser somada a vazão base.

Tabela 85.3- Hidrograma da cheia pelo Método de Denver para a bacia com 17,2km², chuva de 2h em intervalos de 10min.

tempo (min)	Hidrograma unitário (m ³ /s)	10 0,19	20 1,79	30 1,72	40 1,01	50 0,63	60 0,47	70 0,41	80 0,25	90 0,22	100 0,22	110 0,14	120 0,07	soma 7,12cm (m ³ /s)
0	0,00	0,00												0,00
10	2,79	0,54												0,54
20	5,58	1,07	4,99											6,06
30	8,37	1,61	9,98	4,80										16,39
40	11,16	2,15	14,97	9,59	2,81									29,52
50	13,95	2,68	19,96	14,39	5,62	3,50								46,16
60	20,45	3,93	24,96	19,19	8,43	5,25	3,95							65,70
70	25,84	4,97	36,58	23,98	11,24	6,99	5,27	4,60						93,63
80	29,92	5,76	46,22	35,15	14,05	8,74	6,58	5,74	3,51					125,76
90	26,38	5,07	53,53	44,42	20,59	12,82	9,65	8,42	5,14	4,42				164,06
100	22,83	4,39	47,18	51,45	26,02	16,19	12,19	10,64	6,50	5,59	5,60			185,75
110	19,97	3,84	40,84	45,35	30,14	18,75	14,12	12,32	7,53	6,47	6,48	4,33		190,16
120	17,17	3,30	35,72	39,25	26,56	16,53	12,44	10,86	6,64	5,70	5,71	3,82	1,91	168,44
130	14,74	2,84	30,72	34,33	22,99	14,31	10,77	9,40	5,74	4,93	4,94	3,30	1,65	145,92
140	13,55	2,61	26,37	29,52	20,11	12,51	9,42	8,22	5,02	4,32	4,33	2,89	1,45	126,77
150	12,36	2,38	24,24	25,35	17,29	10,76	8,10	7,07	4,32	3,71	3,72	2,48	1,24	110,67
160	11,17	2,15	22,11	23,30	14,85	9,24	6,96	6,07	3,71	3,19	3,19	2,13	1,07	97,97
170	9,98	1,92	19,98	21,25	13,65	8,49	6,39	5,58	3,41	2,93	2,94	1,96	0,98	89,49
180	8,79	1,69	17,85	19,21	12,45	7,75	5,83	5,09	3,11	2,67	2,68	1,79	0,89	81,02
190	7,60	1,46	15,72	17,16	11,25	7,00	5,27	4,60	2,81	2,41	2,42	1,62	0,81	72,54
200	6,41	1,23	13,59	15,11	10,03	6,26	4,71	4,11	2,51	2,16	2,16	1,44	0,72	64,06
210	5,22	1,00	11,46	13,06	8,85	5,51	4,15	3,62	2,21	1,90	1,90	1,27	0,64	55,58
220	4,03	0,77	9,33	11,02	7,65	4,76	3,59	3,13	1,91	1,64	1,65	1,10	0,55	47,10
230	2,84	0,55	7,20	8,97	6,45	4,02	3,02	2,64	1,61	1,39	1,39	0,93	0,46	38,62
240	1,64	0,32	5,07	6,92	5,25	3,27	2,46	2,15	1,31	1,13	1,13	0,75	0,38	30,15
250	0,45	0,09	2,94	4,87	4,05	2,52	1,90	1,66	1,01	0,87	0,87	0,58	0,29	21,67
260	0,00	0,00	0,81	2,83	2,86	1,78	1,34	1,17	0,71	0,61	0,61	0,41	0,21	13,33

Capítulo 86

Infiltração pelo Método de Horton

“O engenheiro após 10 anos de formado quer aprender filosofia”

Prof. dr. Kokei Uehara

SUMÁRIO

Ordem	Assunto
86.1	Introdução
86.2	Método de Horton

Capítulo 86- Infiltração pelo método de Horton

86.1 Introdução

Infiltração é a passagem de água da superfície para o interior do solo (Tucci, 1993).

86.2 Método de Horton

O método mais conhecido para o cálculo da infiltração segundo (Akan,1993) é o método de Horton apresentado em 1939 e 1940.

Intuitivamente podemos dizer que a infiltração geralmente é maior no início e decai ao longo do processo até atingir um patamar constante. Horton,1939,1940 formulou tal hipótese através de uma relação exponencial válida quando o potencial de vazão de infiltração é maior ou igual a precipitação.

A relação proposta por Horton é a seguinte:

$$f_p = f_f + (f_0 - f_f) e^{(-kt)} \quad \text{(Equação 86.1)}$$

f_p = taxa de infiltração no tempo t (cm/h).

f_f = taxa de infiltração mínima (cm/h)

f_0 = taxa de infiltração inicial (cm/h)

k = constante da exponencial (/h) Nota: deve ser obtido experimentalmente

t = tempo médio do intervalo (h). Nota: a unidade de t deve ser compatível com a unidade de k

(Akan,1993) observa que em qualquer tempo t devemos ter:

$$f = i \quad \text{se} \quad f_p \geq i \quad \text{(Equação 86.2)}$$

$$f = f_p \quad \text{se} \quad f_p < i \quad \text{(Equação 86.3)}$$

Sendo:

f = a taxa de infiltração no tempo (cm/h)

i = a taxa de precipitação no tempo (cm/h)

A Equação (86.1) é dimensionalmente homogênea e a unidade k é o inverso da unidade do tempo t .

Os parâmetros f_f , f_0 , k devem ser obtidos em campo.

Para se obter em campo os parâmetros da fórmula de Horton deve ser usados o dispositivo chamado infiltrômetro. Comumente se usa o *infiltrômetro de duplo anel*.

Aconselha-se que seja feito um teste para cada $0,7\text{km}^2$ ou seja 1 teste para cada 70ha (Drenagem Urbana, 3ª ed. 1986 Cetesb, p. 135).

(Wanielista, 1997 p.161) diz que o teste com infiltrômetro devem ser feito em área menor que 2.000m^2 e cuidados especiais devem ser feitos para que os mesmos sejam representativos.

O Manual de Drenagem Urbana de Denver recomenda em estudos preliminares que sejam usados as seguintes taxas de infiltração:

Tabela 86.1 Estimativa de taxas de infiltração para estudos preliminares, recomendado pelo manual de drenagem urbana de Denver.

Período de retorno da tormenta	Primeira meia hora	Segunda meia hora até o término da tormenta
2 a 5 anos	25,4mm/h	12,7mm/h
10 a 100 anos	12,7mm/h	12,7mm/h

Fonte: Drenagem Urbana, p. 135, 3ª ed., 1986, Cetesb

Rubem Porto no livro de Drenagem Urbana, 1995 recomenda as seguintes estimativas dos parâmetros de Horton e que constam do software denominado ABC4.

Tabela 86.2- Estimativa de parâmetros da fórmula de Horton

Parâmetros da fórmula de Horton	Classificação hidrológica do solo segundo o <i>Soil Conservation Service (SCS)</i>			
	Tipo A	Tipo B	Tipo C	Tipo D
	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)
f_0	250	200	130	80
f_r	25	13	7	3
k	2	2	2	2

Fonte: Porto, in Drenagem Urbana, 1995

Segundo (McCuen, 1997) o valor de f_0 é de 3 a 5 vezes o valor de f_r e cita ainda que os valores de k variam de 1/h até 20/h, enquanto que (Akan, 1993) cita que os valores de k variam de 0,67/h até 49/h sendo que na ausência de dados deve ser usado 4,14/h, conforme sugestão de (Hubber e Dickinson, 1988).

(Akan, 1993) recomenda que quando não se tem dados, pode-se estimá-los usando a Tabela (86.3) e Tabela (86.4).

Tabela 86.3- Estimativa da taxa de infiltração final de Horton segundo Akan, 1993

Tipo de solo	f_r (mm/h)
Solo argiloso com areia, silte e húmus	0 a 1,27mm/h
Solo arenoso argiloso	1,27mm/h a 3,81mm/h
Solo siltoso com areia, silte e húmus	3,81mm/h a 7,62mm/h
Solo arenoso	7,62mm/h a 11,43mm/h

Fonte: Akan, 1993 p.34

Exemplo 86.1

Para o piscinão do Pacaembu, Canholi adotou para a taxa de infiltração final o valor de 4,5mm/h, que seria classificado como solo siltoso com areia, silte e húmus segundo Akan,1993 na Tabela (86.3).

Quando não dispomos de dados experimentais, Akan,1993 aconselha a Tabela (86.4)

Tabela 86.4- Estimativa da taxa de infiltração inicial de Horton segundo Akan,1993

Tipo de solos	fo (mm/h)
Solo seco com pouca ou nenhuma vegetação	127mm/h
Mistura de solo com areia, silte, argila e húmus com pouca ou nenhuma vegetação	76,2mm/h
Solo argiloso seco com pouca ou nenhuma vegetação	25,4mm/h
Solo arenoso seco com vegetação densa	254mm/h
Solo seco, sendo mistura de solo com areia, silte, argila e húmus com vegetação densa	152,4mm/h
Solo argiloso seco com vegetação densa	50mm/h
Solo arenoso úmido com pouca ou nenhuma vegetação	43,18mm/h
Mistura de solo úmido com areia, silte, argila e húmus com pouca ou nenhuma vegetação	25,4mm/h
Solo argiloso úmido com pouca ou nenhuma vegetação	7,62mm/h
Solo arenoso úmido com pouca ou nenhuma vegetação	83,82mm/h
Mistura de solo úmido com areia, silte, argila e húmus com vegetação densa	50,8mm/h
Solo úmido argiloso com vegetação densa	17,78mm/h

Fonte: Akan, 1993 p. 34

Tabela 86.5- Ensaio dos parâmetros da fórmula de Horton feitos nos Estados Unidos em 1975 no distrito de Seminole no Estado da Flórida usando infiltrômetros de duplo anel

Local	Taxa de infiltração final f_r mm/h	Taxa de infiltração inicial f_0 mm/h	Constante da exponencial k /h	Permeabilidade do solo mm/h
Wimbledon Park	50,8	160,02	49,1	254mm/h a 508mm/h
	812,8	198,12	36,9	254mm/h a 508mm/h
	1524	330,2	48,8	254mm/h a 508mm/h
	736,6	330,2	25,1	254mm/h a 508mm/h
	1016	406,4	16,6	254mm/h a 508mm/h
	1397	492,76	15,4	254mm/h a 508mm/h
Cross-Creek (possui um pouco de matéria orgânica)	31,75	4,826	8	<254mm/h
	21,336	6,604	4,3	
	16,51	2,032	2,3	
	39,878	4,826	4,1	
	66,04	10,668	8,4	
	30,48	6,604	0,8	
	26,67	3,302	6	
Lake Nan	86,36	14,478	4	127mm/h a 254mm/h
	58,42	18,542	6	127mm/h a 254mm/h
	60,96	14,224	8,4	127mm/h a 254mm/h
	129,54	21,082	6,8	127mm/h a 254mm/h

Fonte: Wanielista et al., 1997.

Segundo (Wanielista, 1997) a permeabilidade do solo varia de 10^{-7} cm/s para solos argilosos até 10^{-2} cm/s para cascalhos.

A condutividade hidráulica pode variar da seguinte maneira Tabela (86.6).

Tabela 86.6- Faixa de condutividade hidráulica para sedimentos não consolidados

Material	Condutividade hidráulica (cm/s)
Argila	10^{-9} a 10^{-6}
Silte; silte arenosos; areia argilosa	10^{-6} a 10^{-4}
Areia siltosa; areia fina	10^{-5} a 10^{-3}
Areia bem distribuída	10^{-3} a 10^{-1}
Cascalho bem distribuído	10^{-2} a 1

Fonte: C. W. Fetter. Applied Hydrogeology, 3ª ed. 1994, p. 98.

Exercício 86.2

Na Tabela (86.7) apresentamos a planilha elaborada em Microsoft Excel com exemplo de (Akan,1993 p.35).

Os dados de entrada são os seguintes:

$$f_i = 0,5 \text{ cm/h}$$

$$f_0 = 3 \text{ cm/h}$$

$$k = 1,0/\text{h}$$

$$f_p = \text{taxa de infiltração no tempo } t \text{ (cm/h)}$$

$$f = \text{taxa de infiltração adotada (cm/h)}$$

$$i = \text{taxa de precipitação no tempo (cm/h)}$$

$$t_1 = \text{início do tempo em horas}$$

$$t_2 = \text{fim do tempo em horas}$$

$$t = \text{média do tempo } t_1 \text{ e } t_2 \text{ em horas}$$

O cálculo de f é decidido entre a taxa de precipitação i comparando com f_p usando a Equação (86.2) e Equação (86.3).

Dica: não esquecer a Equação (86.2) e Equação (86.3) relativas aos valores de f_p e de i .

Tabela 86.7- Cálculo da infiltração de água no solo usando o método de Horton, conforme exemplo fornecido por (Akan,1993, p.32)

Dado t_1 (h)	Dado t_2 (h)	Dado i (cm/h)	Média de t_1 e t_2 (h)	Taxa da fórmula f_p (cm/h)	Infiltração no solo método de Horton	
					f	$f \cdot 0,25h$
					(cm/h)	mm
0,00	0,25	2	0,125	2,71	2,00	5,00
0,25	0,50	2	0,375	2,22	2,00	5,00
0,50	0,75	3	0,625	1,84	1,84	4,60
0,75	1,00	3	0,875	1,54	1,54	3,86
1,00	1,25	1,5	1,125	1,31	1,31	3,28
1,25	1,50	1	1,375	1,13	1,13	2,50
					soma infiltração = 24,23mm	

Exemplo 86.3

Para o piscinão do Pacaembu, Canholi usou para a taxa inicial de infiltração no método de Horton o valor de 30mm/h que o classifica entre solo úmido arenoso e mistura de solo de areia, silte, argila e húmus, conforme Tabela (86.4).

Canholi adotou para o piscinão do Pacaembu os seguintes dados (Revista Engenharia n.º 500, 1994- Instituto de Engenharia de São Paulo, p.15) :

$$f_p = \text{taxa de infiltração no tempo } t \text{ (cm/h)}.$$

$$f_i = \text{taxa de infiltração mínima} = 4,5\text{mm/h}$$

$$f_0 = \text{taxa de infiltração inicial} = 30\text{mm/h}$$

$$k = \text{constante da exponencial (/h)}. \text{ Nota: não foi citado por Canholi}$$

Como não foi divulgado o coeficiente exponencial k , adotamos $k = 0,67/\text{h}$

Vamos fazer uma explicação de coluna por coluna da Tabela (86.8).

Coluna 1:

Trata-se da seqüência de 1 a 48 intervalos que temos de 2,5min.

Coluna 2:

É o início da contagem de tempo começando com 0 e com espaçamento de 2,5min

Coluna 3:

É o fim do intervalo de tempo, contado de 2,5min em 2,5min.

Coluna 4:

É o intervalo de tempo de 2,5min em horas, isto é,

$$2,5\text{min}/60\text{s} = 0,041666\text{h}$$

Coluna 5:

É a aplicação da Equação (86.1) fornece os valores de f_p

$$f_p = f_f + (f_0 - f_f) e^{(-kt)}$$

$$f_p = 4,5 + (30 - 4,5) e^{(-0,67.t)} = 4,5 + 25,5 / e^{0,67.t}$$

Temos, portanto f_p em função do tempo em horas conforme coluna 4 da Tabela (86.8). Aplicando-se então a Equação acima obtemos a coluna 5 em mm/h.

Coluna 6:

Usou-se a função **SE** da planilha Microsoft Excel para se obter a coluna 6:
 $=SE (4,5+25,5/e^{0,67 \cdot \text{coluna 4}} \geq \text{coluna 7} ; \text{coluna 6} = \text{coluna 7} ; \text{coluna 6} = \text{coluna 5})$

Obtemos assim a coluna 6.

Coluna 7:

É a intensidade de chuva no intervalo de tempo em mm/h.

Coluna 8

É a multiplicação da coluna 7 pelo intervalo de chuva em horas, isto é, 2,5min transformado em horas que é **0,041666h**.

Coluna 9:

É a chuva excedente, isto é, o escoamento superficial (runoff) que é fornecido pela diferença da precipitação (coluna 9) com a infiltração (coluna 8). O total da chuva excedente é **50,74mm**.

Coluna 10:

É a precipitação pela formula de Martinez e Magni, 1999 com intervalos de 2,5min e para período de retorno de 25anos. O total da chuva é de **85,10mm**.

Cálculos hidrológicos e hidráulicos para obras municipais
Capítulo 86- Infiltração Método de Horton
Eng Plínio Tomaz 30/10/2010 pliniotomaz@uol.com.br

Tabela 86.8- Aplicação do método de Horton para cálculo da infiltração no solo do piscinão do Pacaembu

Coluna	Coluna	Coluna	Coluna	Coluna	Coluna	Coluna	Coluna	Coluna	Coluna
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Ordem			Tempo	Horton	infiltração	Intensidade da chuva	Infiltração	Chuva Excedente	Precipitação
	Do tempo	Para tempo	médio	fp	Decisão (SE)	i			
	(minutos)	(minuto)	hora	(mm/h)	f (mm/h)	mm/h	(mm)	(mm)	(mm)
1	0,0	2,5	0,021	29,65	29,65	61,27	1,24	1,32	2,55
2	2,5	5,0	0,063	28,95	28,95	61,27	1,21	1,35	2,55
3	5,0	7,5	0,104	28,28	28,28	73,53	1,18	1,89	3,06
4	7,5	10,0	0,146	27,63	27,63	73,53	1,15	1,91	3,06
5	10,0	12,5	0,188	26,99	26,99	124,59	1,12	4,07	5,19
6	12,5	15,0	0,229	26,37	26,37	124,59	1,10	4,09	5,19
7	15,0	17,5	0,271	25,77	25,77	155,22	1,07	5,39	6,47
8	17,5	20,0	0,313	25,18	25,18	155,22	1,05	5,42	6,47
9	20,0	22,5	0,354	24,61	24,61	106,20	1,03	3,40	4,43
10	22,5	25,0	0,396	24,06	24,06	106,20	1,00	3,42	4,43
11	25,0	27,5	0,438	23,52	23,52	106,20	0,98	3,45	4,43
12	27,5	30,0	0,479	23,00	23,00	106,20	0,96	3,47	4,43
13	30,0	32,5	0,521	22,49	22,49	67,40	0,94	1,87	2,81
14	32,5	35,0	0,563	21,99	21,99	65,36	0,92	1,81	2,72
15	35,0	37,5	0,604	21,51	21,51	53,10	0,90	1,32	2,21
16	37,5	40,0	0,646	21,04	21,04	51,06	0,88	1,25	2,13
17	40,0	42,5	0,688	20,59	20,59	44,93	0,86	1,01	1,87
18	42,5	45,0	0,729	20,14	20,14	42,89	0,84	0,95	1,79
19	45,0	47,5	0,771	19,71	19,71	28,59	0,82	0,37	1,19
20	47,5	50,0	0,813	19,30	19,30	28,59	0,80	0,39	1,19
21	50,0	52,5	0,854	18,89	18,89	28,59	0,79	0,40	1,19
22	52,5	55,0	0,896	18,49	18,49	28,59	0,77	0,42	1,19
23	55,0	57,5	0,938	18,11	18,11	26,55	0,75	0,35	1,11
24	57,5	60,0	0,979	17,73	17,73	24,51	0,74	0,28	1,02
25	60,0	62,5	1,021	17,37	17,37	24,51	0,72	0,30	1,02
26	62,5	65,0	1,063	17,01	17,01	24,51	0,71	0,31	1,02
27	65,0	67,5	1,104	16,67	16,67	22,47	0,69	0,24	0,94
28	67,5	70,0	1,146	16,33	16,33	22,47	0,68	0,26	0,94
29	70,0	72,5	1,188	16,01	16,01	16,34	0,67	0,01	0,68
30	72,5	75,0	1,229	15,69	15,69	16,34	0,65	0,03	0,68
31	75,0	77,5	1,271	15,38	12,25	12,25	0,51	0,00	0,51
32	77,5	80,0	1,313	15,08	12,25	12,25	0,51	0,00	0,51
33	80,0	82,5	1,354	14,79	12,25	12,25	0,51	0,00	0,51
34	82,5	85,0	1,396	14,51	12,25	12,25	0,51	0,00	0,51
35	85,0	87,5	1,438	14,23	12,25	12,25	0,51	0,00	0,51
36	87,5	90,0	1,479	13,97	12,25	12,25	0,51	0,00	0,51
37	90,0	92,5	1,521	13,70	12,25	12,25	0,51	0,00	0,51
38	92,5	95,0	1,563	13,45	12,25	12,25	0,51	0,00	0,51
39	95,0	97,5	1,604	13,20	12,25	12,25	0,51	0,00	0,51
40	97,5	100,0	1,646	12,97	12,25	12,25	0,51	0,00	0,51
41	100,0	102,5	1,688	12,73	8,17	8,17	0,34	0,00	0,34
42	102,5	105,0	1,729	12,51	8,17	8,17	0,34	0,00	0,34
43	105,0	107,5	1,771	12,29	8,17	8,17	0,34	0,00	0,34

44	107,5	110,0	1,813	12,07	8,17	8,17	0,34	0,00	0,34
45	110,0	112,5	1,854	11,86	4,08	4,08	0,17	0,00	0,17
46	112,5	115,0	1,896	11,66	4,08	4,08	0,17	0,00	0,17
47	115,0	117,5	1,938	11,46	4,08	4,08	0,17	0,00	0,17
48	117,5	120,0	1,979	11,27	4,08	4,08	0,17	0,00	0,17
							34,36	50,74	85,10
							(Infiltração pelo	Chuva Excedente	2,55
							método de Horton)	(mm)	2,55

Fonte: aplicação do método de Horton baseado em Akan,1993

Nitro PDF Trial
www.nitropdf.com

Capítulo 99

Método do SCS (*Soil Conservation Service*) para várias bacias

Capítulo 99- Método do SCS (*Soil Conservation Service*) para várias bacias

99.1 Introdução

O método do SCS (*Soil Conservation Service*) é mais conhecido nos Estados Unidos e o mais aplicado e cujo nome novo é NRCS (*National Resources Conservation Service*). É aplicado para áreas que variam de 3km² a 250km².

Está baseado no conceito de hidrograma unitário que foi proposto pela primeira vez em 1932 por Sherman usando 1cm para a chuva excedente para as unidades do Sistema Internacional (SI).

O termo unitário foi usado por Sherman para denominar a unidade do tempo, mas com o tempo foi interpretado como a unidade da chuva excedente de 1cm (Ven Te Chow, Maidment e Mays, 1988, p. 214). Snyder desenvolveu o hidrograma unitário sintético em 1938.

99.2 Hidrograma unitário

As hipóteses básicas do hidrograma unitário segundo Drenagem Urbana, 1986, p.142 e de McCuen, 1998 são as seguintes:

- a intensidade da chuva efetiva é constante durante a tormenta que produz o hidrograma unitário;
- a chuva efetiva é uniformemente distribuída em toda a área de drenagem da bacia;
- o tempo base ou tempo de duração do hidrograma do deflúvio superficial direto devido a uma chuva efetiva de duração unitária é constante e
- os efeitos de todas as características de uma dada bacia de drenagem, incluindo forma, declividade, retenção, infiltração, rede de drenagem, capacidade de escoamento do canal, etc. são refletidos na forma do hidrograma unitário da bacia.

As características do hidrograma unitário estão na Figura (99.1) onde se pode visualizar as variáveis **ta**, **tb**, **tp**, **tc** e **Vesd**.

Vamos definir cada variável do hidrograma unitário sintético do SCS, baseado nas Diretrizes Básicas para projetos de drenagem urbana no município de São Paulo, 1998.

Tempo de retardamento (tp) e tempo de ascensão (ta)

É o tempo que vai do centro de massa do hietograma da chuva excedente até o pico do hidrograma.

Portanto conforme Figura (99.1):

$$ta = tp + D/2 \quad \text{(Equação 99.1)}$$

Sendo:

ta= tempo de ascensão ou seja o tempo base do hidrograma unitário

D= duração da chuva unitária.

Tempo de concentração tc

É o tempo decorrido deste o término da chuva até o ponto de inflexão no trecho descendente do hidrograma.

Conforme Ven Te Chow, 1988 p. 229 o *Soil Conservation Service* (SCS) após estudos em um quantidade muito grande de pequenas e grandes bacias mostraram que aproximadamente vale a seguinte relação:

$$tp = 0,6 \cdot tc \quad \text{(Equação 99.2)}$$

Ou seja

$$t_a = 0,6.t_c + D/2 \quad (\text{Equação 99.3})$$

$$t_a = (10/9) \cdot t_p \quad (\text{Equação 99.4})$$

A vazão de pico Q_p é definido pelo SCS como sendo:

$$Q_p = 2,08 \cdot A / t_a \quad (\text{Equação 99.5})$$

Sendo:

Q_p = vazão de pico (m^3/s);

A = área da bacia (km^2) e

t_a = tempo de ascensão em horas que vai do início da chuva até a vazão de pico do hidrograma conforme Figura (99.1).

Na cidade do Rio de Janeiro a Rio Aguas, 2010 adota para região urbanizada:

$$Q_p = 2,47 \cdot A / t_a$$

Nota: o valor 2,08 é usado pelo SCS como uma média geral e que corresponde nas unidades inglesas ao fator de pico (PF) igual a 484, mas para regiões planas com poças de água e declividades menores ou iguais a 2% poder-se-ia usar o valor 300 que corresponde nas unidades SI que estamos usando de 1,29 substituindo o valor de 2,08. Nos Estados Unidos em regiões costeiras planas é usado o valor 1,29 ao invés de 2,08, fornecendo valores menores de pico.

O Estado da Geórgia nos Estados Unidos fornece uma equação aproximada da curva:

$$Q/Q_p = [t/t_p \times \exp(1 - t/t_p)]^X$$

O valor de X depende do coeficiente adotado. Para o coeficiente 2,08 o valor de $X=3,79$ e para o coeficiente 1,29 o valor de $X=1,50$. Portanto, existem duas curvas um pouco diferente. Para nossos cálculos não usaremos a equação aproximada do Estado da Geórgia.

O prof. dr. Kokei Uehara para bacias rurais no Estado de São Paulo achou o coeficiente 1,84 ao invés de 2,08.

Duração da chuva D

O valor da duração da chuva unitária D .

$$D = 0,133 t_c \quad (\text{Equação 99.6})$$

Conforme Gupta, 2008 apresenta sugestões feitas por Sherman, 1942 da duração da chuva unitaria conforme Tabela (99.1).

Tabela 99.1- Sugestões de duração da chuva

Area da bacia (km ²)	Duração da chuva unitaria (h)
Bacias > 1600km ²	12h a 24h (preferível 12h)
Bacias de 160km ² a 1600km ²	6h, 8h, 12h
Bacias com 32km ²	2h
Pequenas áreas	1/3 a 1/4 to tempo de concentração

Fonte: Gupta, 2008 citando Sherman, 1942

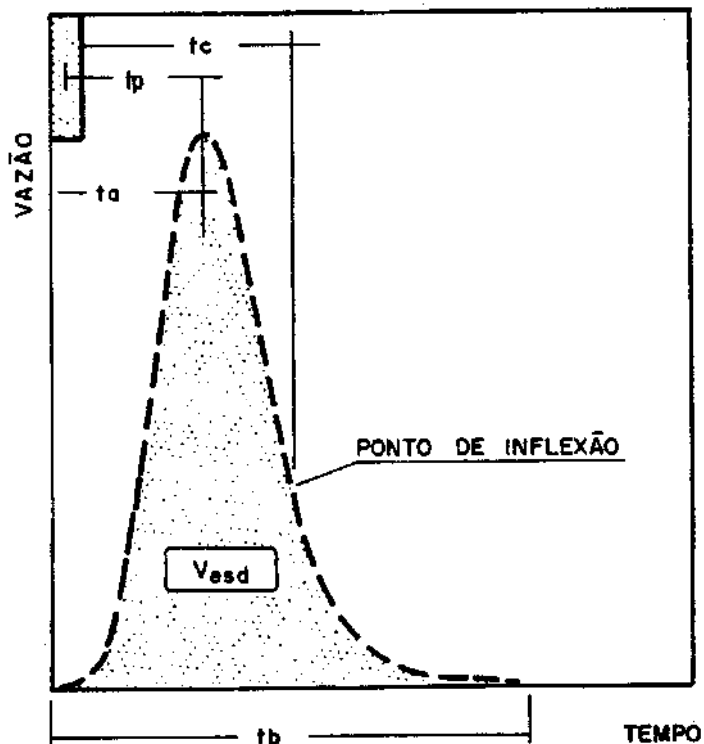


Figura 99.1- Características do hidrograma

Fonte: Diretrizes Básicas para projetos de drenagem urbana no município de São Paulo.

99.3 Várias bacias

Wanielista et al, 1997 sugere que se obtém mais precisão quando se subdivide a bacia em áreas menores, pois assim é que foram feitas as pesquisas do SCS. Entretanto se por um lado melhora a precisão, por outro lado apresenta problema devido a falta de informações corretas em cada subbacia.

Na Figura (99.2) temos basicamente três subbacias: A, B e C e podemos proceder da seguinte maneira:

- Combinar os hidrogramas das subbacias A e B pela adição vertical para cada tempo.
- Fazer o *flood routing* (Musking-Cunge) tendo a distância do ponto entre A e B até o ponto C ou usar a fórmula de Manning e dimensionar o tempo de trânsito no canal ou rio..
- Adicionar verticalmente o hidrograma do ponto C ao obtido no *routing* de A e B até C.

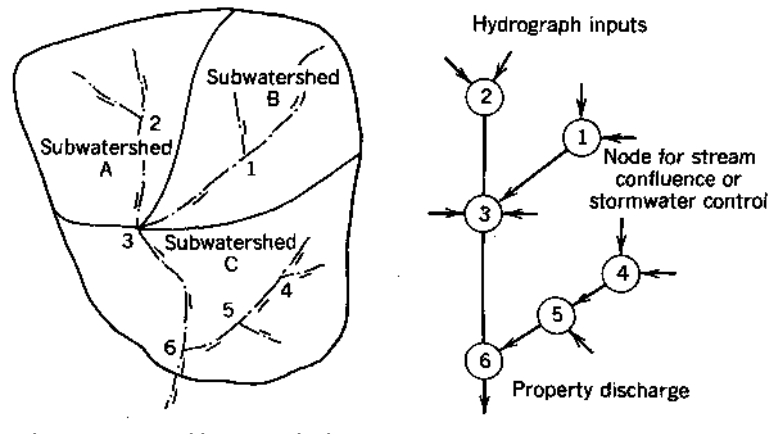


Figura 99.2- Subbacias A, B e C

99.4 Tempo de concentração

Há duas definições básicas de tempo de concentração.

Tempo de concentração é o tempo em que leva para que toda a bacia considerada contribua para o escoamento superficial na seção estudada.

O *tempo de concentração* é o tempo que leva uma gota de água mais distante até o trecho considerado na bacia.

A fórmula **Califórnia Culverts Practice** pode-se ainda apresentar em outras unidades práticas como as sugeridas pela Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica de São Paulo.

$$tc = 57 \cdot (L^3/H)^{0,385}$$

$$tc = 57 \cdot (L^2/S)^{0,385}$$

Sendo:

L= comprimento do curso (km)

H= diferença de cotas (m)

S= declividade equivalente (m/km)

tc= tempo de concentração (min)

A declividade equivalente é obtida da seguinte maneira:

$$j_1 = \Delta H_1 / L_1$$

$$j_2 = \Delta H_2 / L_2$$

$$j_3 = \Delta H_3 / L_3$$

$$P_1 = L_1 / j_1^{0,5}$$

$$P_2 = L_2 / j_2^{0,5}$$

$$P = L_3 / j_3^{0,5}$$

Δh = diferença de nível em metros

L= comprimento em km

$L = L_1 + L_2 + L_3 + \dots$

$$S = [L / (P_1 + P_2 + P_3 + \dots)]^2$$

Para distância de até 150m mais ou menos tem influência a rugosidade do terreno, mas para distâncias maiores conforme mostra a fórmula do California Culverts Practice a

influência do tempo de concentração está na distancia ao ponto considerado e da declividade média ou diferença de nível.

99.5 Período de retorno e escolha do número da curva CN

Para rios e canais usamos sempre período de retorno $T_r=100$ anos.

Existem tabelas para achar o número da curva CN, mas vários especialistas sobre o assunto devido a dificuldade da escolha do CN adequado adotam o CNw composto em função do CN da área permeável que é fácil de decidir e da fração da área impermeabilizada.

$$CNw = CN_{perm} \cdot (1-f) + 98 \cdot f$$

Sendo:

CNw= número da curva composto

CNpermeável= número da curva da área permeável conforme o tipo de solo do SCS

f= fração da área impermeável

99.6 Situação de pré e pós-desenvolvimento

Devemos sempre procurar calcular as vazões na situação atual de pré-desenvolvimento e na situação futura de pós-desenvolvimento para um horizonte de projeto de no mínimo **30anos**.

99.7 Intensidade de chuva

Paulo Sampaio Wilken em 1972 obteve para a Região Metropolitana de São Paulo por análise de regressão com dados de 1934 a 1959 (26 anos) do pluviógrafo instalado no Parque do Estado na Água Funda E3-035, obtendo a seguinte equação das chuvas na forma de Keifer e Chu:

$$I = \frac{1747,9 \cdot T_r^{0,181}}{(t + 15)^{0,89}} \quad (\text{mm/h}) \quad (\text{Equação 99.7})$$

Exemplo 99.1

Calcular a precipitação total com chuva de 6horas para período de retorno $T_r=100$ anos para a RMSP.

6h x 60min= 360min

t= 360min

$$I = \frac{1747,9 \times 100^{0,181}}{(360 + 15)^{0,89}} = 20,59 \text{mm/h}$$

$$P = 20,59 \text{mm/h} \times 6h = 123,53 \text{mm}$$

99.8 Hietograma de Huff

Na Figura (99.3) temos quatro distribuições de Huff, 1990 sendo recomendado o seguinte:

- Primeiro quartil para chuvas menores ou igual a 6h;
- Segundo quartil para chuvas de 6,1h a 12h;
- Terceiro quartil para chuvas entre 12,1h e 24h e o
- Quarto quartil para chuvas maiores que 24h.

Dica: conforme Huff, 1990 pela duração da chuva achamos o quartil que queremos.

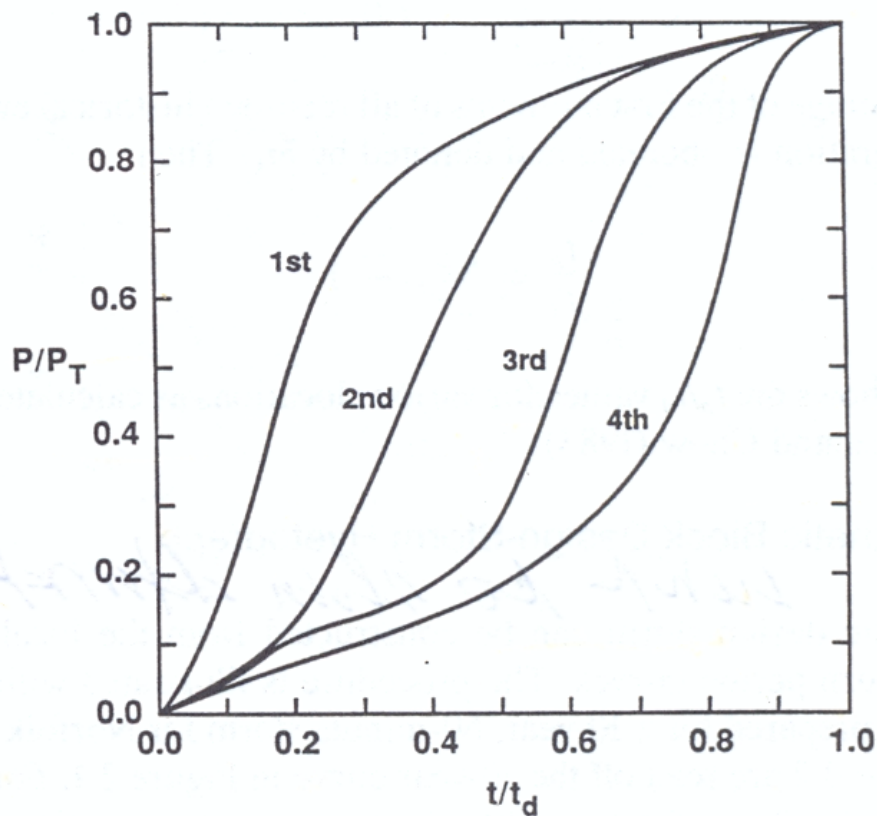


Figura 99.3- Hietograma de Huff no primeiro quartil, segundo quartil, terceiro quartil e quarto quartil. Fonte: Akan

Conforme Westphal, 2001 as curvas acumuladas adimensionais de Huff para os quartis I, II, III e IV estão na Tabela (99.2).

Tabela 99.2- Curvas acumuladas de Huff para os quartis: I, II, III e IV

% Storm time	% Cumulative storm rain			
	QI	QII	QIII	QIV
0	0	0	0	0
5	16	3	3	2
10	33	8	6	5
15	43	12	9	8
20	52	16	12	10
25	60	22	15	13
30	66	29	19	16
35	71	39	23	19
40	75	51	27	22
45	79	62	32	25
50	82	70	38	28
55	84	76	45	32
60	86	81	57	35
65	88	85	70	39
70	90	88	79	45
75	92	91	85	51
80	94	93	89	59
85	96	95	92	72
90	97	97	95	84
95	98	98	97	92
100	100	100	100	100

Uso da Tabela (99.2)

A Tabela (99.2) é feita em porcentagem acumulada tanto do tempo como do hietograma. Temos que escolher, por exemplo, chuva de duração de 6h que é 360min e obteremos a coluna 3 da Tabela (99.3). A coluna 4 é obtida dividindo-se a coluna 2 por 100. Assim teremos coluna 3 e 4 variando o tempo até 360min. Mas como a variação não está no intervalo que queremos, por exemplo, de 10min temos que fazer uma interpolação linear que está na Tabela (99.4).

Tabela 99.3- Cálculo da curva acumulada de Huff para o primeiro quartil para chuva de 6h=360min

Original	Original 1Q 50%P		
% tempo	Curva acumulada	360 x coluna 1/100	Coluna2/100
Coluna 1	Coluna 2	Coluna 3	Coluna 4
0	0,00	0	0,00
5	16,00	18	0,16
10	33,00	36	0,33
15	43,00	54	0,43
20	52,00	72	0,52
25	69,00	90	0,69
30	66,00	108	0,66
35	74,00	126	0,74
40	75,00	144	0,75
45	79,00	162	0,79
50	82,00	180	0,82
55	84,00	198	0,84
60	86,00	216	0,86
65	88,00	234	0,88
70	90,00	252	0,90
75	92,00	270	0,92
80	94,00	288	0,94
85	96,00	306	0,96
90	97,00	324	0,97
95	98,00	342	0,98
100	100,00	360	1,00

Na Tabela (99.4) está o acumulado em fração de Huff 1Q50%P que é muito útil para o cálculo da precipitação efetiva baseada no número CN.

Tabela 99.4- Porcentagem acumulada de Huff 1Q 50%P

Tempo (min)	Porcentagem acumulada Huff 1Q 50%P
0	0,00
10	0,09
20	0,18
30	0,27
40	0,35
50	0,41
60	0,46
70	0,51
80	0,60
90	0,69
100	0,67
110	0,67
120	0,71
130	0,74
140	0,75
150	0,76
160	0,79
170	0,80
180	0,82
190	0,83
200	0,84
210	0,85
220	0,86
230	0,88
240	0,89
250	0,90
260	0,91
270	0,92
280	0,93
290	0,94
300	0,95
310	0,96
320	0,97
330	0,97
340	0,98
350	0,99
360	1,00

Exemplo 99.2

Calcular a chuva acumulada conforme Huff primeiro quartil e com 50% de probabilidade.

O tempo que usaremos é chuva de duração de 6h, ou seja, 360min e a precipitação acumulada da chuva de 6 h é 123,53mm.

Vamos explicar coluna por coluna.

Coluna 1

São as porcentagem do tempo de 0 a 100%

Coluna 2

São as porcentagens acumuladas das precipitações variando de 0 a 100%

Coluna 3- Vazio

Coluna 4

É a o tempo de 360min multiplicado pela porcentagem do tempo dividido por 100.;

Assim quando na coluna 1 temos 5% do tempo teremos:

$$360 \times 5/100 = 18\text{min} \text{ e assim por diante.}$$

Coluna 5

É a precipitação total 123,53mm da chuva de duração de 6h multiplicada, por exemplo, por 16 e dividido por 100;

$$123,53 \times 16/100 = 19,76\text{mm} \text{ e assim por diante}$$

Tabela 99.5- Chuva acumulada de Huff 1Q 50%P

%tempo	Chuva acumulada em %		Tempo (min)	Chuva acumulada (mm)
Coluna 1	Coluna 2	Coluna 3	Coluna 4	Coluna 5
0	0		0	0,00
5	16		18	19,76
10	33		36	40,76
15	43		54	53,12
20	52		72	64,24
25	60		90	74,12
30	66		108	81,53
35	71		126	87,71
40	75		144	92,65
45	79		162	97,59
50	82		180	101,29
55	84		198	103,77
60	86		216	106,24
65	88		234	108,71
70	90		252	111,18
75	92		270	113,65

80	94		288	116,12
85	96		306	118,59
90	97		324	119,82
95	98		342	121,06
100	100		360	123,53

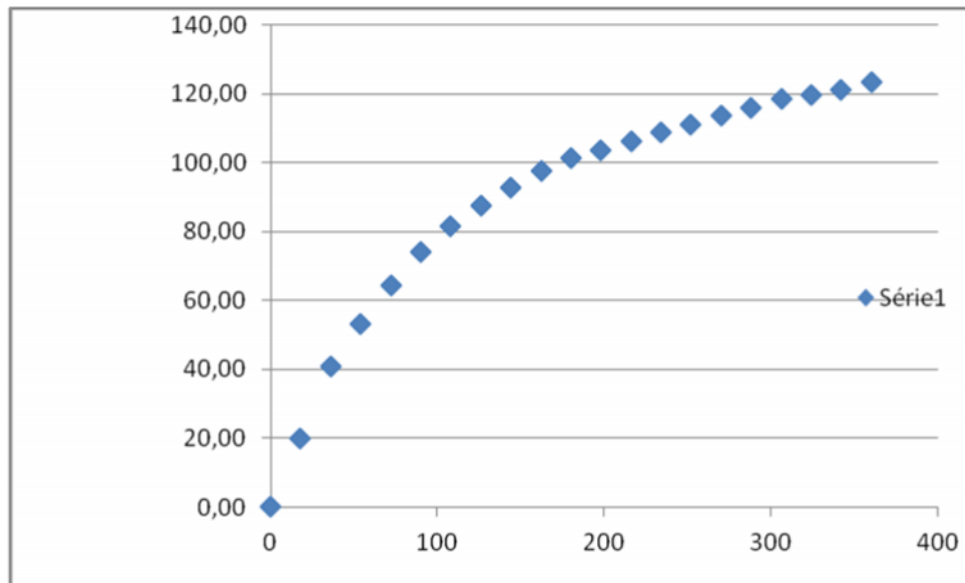


Figura 99.4- Hietograma de Huff com precipitação acumulada

Observermos no exemplo anterior que na coluna 4 da Tabela (99.2) os intervalos de tempo são: 0, 18, 36, 54, 72

Nos interessa intervalo de tempo variando de 10min em 10min: 0, 10, 20, 30, ... e para isto temos que fazer uma interpolação linear.

Fazendo interpolação linear obtemos a Tabela (99.3).

99.9 SCS para várias bacias com exemplo

Vamos usar um modelo adaptado do FHWA, 1984 para várias bacias conforme se pode ver na Figura (99.5).

Segundo FHWA, 1984 e com algumas adaptações temos que fazer o seguinte:

1. Separar a área de drenagem de cada subbacia
2. Calcular o tempo de concentração para cada subbacia
3. Calcular o número da curva CN para cada subbacia
4. Calcular o tempo de trânsito no talvegue para cada trecho que pode ser calculado usando Manning ou Musking-Cunge.
5. Usar chuva com duração de 30% a mais do tempo de concentração para toda a bacia. Os americanos usam muito chuva padrão com 24h de duração, o que não é o costume brasileiro. Existem estados americanos que a chuva mais comum é 6h e usar 24h fica fora da realidade.

Nota: o tempo de trânsito é o tempo pelo talvegue das águas do rio desde o ponto considerado até o ponto de controle. Devemos ter cuidado, pois, futuras mudanças no rio como passar o leito de terra para concreto, haverá aumento da velocidade e diminuição do tempo de trânsito, ocasionando aumento de pico no ponto de controle.

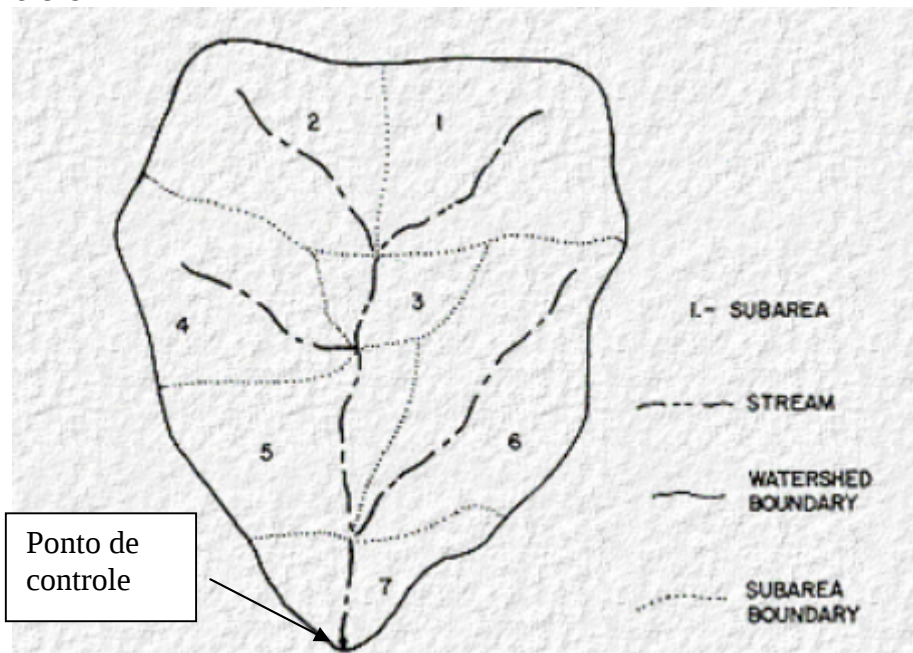


Figura 99.5- Esquema das bacia com 7 subbacia
Fonte: FHWA, 1989

Na Tabela (99.5) estão os dados das subbacias com as áreas, tempo de concentração e número da curva CN, bem como o tempo de trânsito de cada subbacia até o ponto de controle onde queremos a vazão de pico que está no fim da subbacia 7.

O tempo de trânsito da subbacia 1 até o ponto de controle na subbacia 7 é de 1,75h. Calculamos o tempo de trânsito para o ponto de controle de cada subbacia. Observe que na bacia 7 o tempo de trânsito é zero.

Tabela 99.6-Dados das subbacias

Subbacia	Area (km ²)	tc(h)	Tempo transito (h)	CN
1	0,78	1,50	1,75	65
2	0,52	1,25	1,75	70
3	0,26	0,50	1,50	75
4	0,65	0,75	1,50	70
5	0,52	1,50	0,50	85
6	1,04	1,00	0,50	75
7	0,52	0,75	0,00	90
Total=	4,27			

A area total da bacia tem 4,27km².

Duração da chuva unitária D

O valor da duração da chuva unitária D.

$$D=0,133 \text{ } tc$$

Devemos tomar cuidado na escolha da duração da chuva unitária D. Tomamos o menor tempo de concentração que é 0,50h, ou seja, 30min.

$$D= 30 \times 0,133=4\text{min}$$

Entretanto, para fins de demonstração vamos adotar D=10min

Duração da chuva

O tempo de concentração na seção de controle na Subbacia 7 é 1,50h da subbacia 1 mais 1,75h que é o tempo de transito totalizando: $1,50+1,75= 3,25\text{h}$

Bedient recomenda 25% a 30% a mais e 30% a mais será:

$$3,25\text{h} \times 1,30= 4,22\text{h}$$

Então tomaremos com duração da chuva 6 h.

Tabela 99.7- Cálculo do SCS para várias bacias

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Subbacia	Area (km2)	tc(h)	Tempo transito (h)	Tt (min)	CN	0	10min	20min	30min
1	0,78	1,50	1,75	105	65	defazagem	defazagem	defazagem	defazagem
2	0,52	1,25	1,75	105	70	defazagem	defazagem	defazagem	defazagem
3	0,26	0,50	1,50	90	75	defazagem	defazagem	defazagem	defazagem
4	0,65	0,75	1,50	90	70	defazagem	defazagem	defazagem	defazagem
5	0,52	1,50	0,50	30	85	defazagem	defazagem	defazagem	0,00
6	1,04	1,00	0,50	30	75	defazagem	defazagem	defazagem	0,00
7	0,52	0,75	0,00	0	90	0,00	0,05	0,44	1,53
Total=	4,27				Vazões=	0	0,05	0,44	1,53

Tabela 99.8- continuação-Cálculo do SCS para várias bacias

11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
40	50	60	70	80	90	100	110	120	130
defazagem	defazagem	defazagem	defazagem	defazagem	defazagem	defazagem	0,00	0,00	0,00
defazagem	defazagem	defazagem	defazagem	defazagem	defazagem	defazagem	0,00	0,00	0,00
defazagem	defazagem	defazagem	defazagem	defazagem	0,00	0,00	0,02	0,24	0,66
defazagem	defazagem	defazagem	defazagem	defazagem	0,00	0,00	0,00	0,08	0,43
0,00	0,03	0,15	0,43	0,89	1,47	2,05	2,55	2,93	3,17
0,00	0,02	0,19	0,74	1,66	2,67	3,50	4,08	4,46	4,69
2,98	4,05	4,39	4,32	4,17	4,01	3,81	3,49	3,16	2,84
2,99	4,10	4,72	5,48	6,71	8,15	9,36	10,15	10,88	11,78

Tabela 99.9- continuação-Cálculo do SCS para várias bacias

21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
140	150	160	170	180	190	200	210	220	230
0,00	0,03	0,12	0,28	0,52	0,82	1,15	1,46	1,73	1,92
0,02	0,10	0,27	0,55	0,87	1,17	1,45	1,65	1,78	1,85
0,93	1,02	1,09	1,12	1,14	1,09	0,99	0,91	0,83	0,76
0,99	1,51	1,88	2,14	2,33	2,42	2,37	2,25	2,11	1,97
3,28	3,28	3,22	3,10	2,93	2,75	2,57	2,41	2,24	2,07
4,74	4,61	4,39	4,11	3,83	3,58	3,37	3,17	2,94	2,65
2,56	2,31	2,13	1,99	1,84	1,65	1,42	1,23	1,10	1,04
12,51	12,86	13,09	13,29	13,46	13,48	13,31	13,07	12,73	12,26

Tabela 99.10- continuação-Cálculo do SCS para várias bacias

31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
240	250	260	270	280	290	300	310	320	330
2,05	2,10	2,11	2,07	2,02	1,95	1,88	1,78	1,67	1,54
1,85	1,80	1,73	1,65	1,57	1,49	1,41	1,31	1,19	1,08
0,71	0,68	0,65	0,58	0,50	0,42	0,38	0,36	0,36	0,35
1,83	1,73	1,65	1,55	1,41	1,22	1,07	0,97	0,92	0,89
1,90	1,72	1,56	1,42	1,31	1,22	1,16	1,11	1,08	1,06
2,34	2,09	1,90	1,79	1,72	1,68	1,66	1,64	1,64	1,64
1,00	0,98	0,97	0,97	0,96	0,96	0,96	0,95	0,88	0,76
11,67	11,11	10,57	10,03	9,49	8,95	8,51	8,12	7,73	7,32

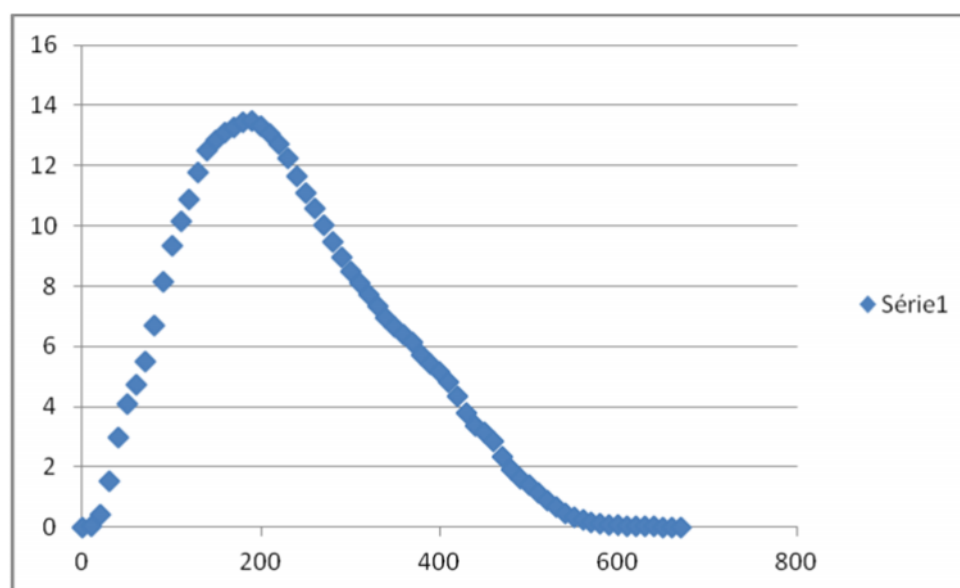


Figura 99.6- Hidrograma na seção de controle que está no fim da subbacia 7 que é da soma das 7 subbacias com as devidas defazagens.

99.10 Cálculo considerando a área total e não as subbacias

Vamos fazer o cálculo agora da área total de $4,27\text{km}^2$ e considerar o número da curva ponderado em relação a área que é $CN=75$. O tempo de concentração será o tempo de trânsito mais o tempo de concentração da subbacia 1 que totalizará 3,25h.

Área total da bacia= $4,27\text{km}^2$

$t_c = 3,25\text{h}$ até a seção de controle

$CN=75$ (ponderado)

Observar que considerando uma única área com $4,27\text{ km}^2$ achamos vazão de pico de **$14,36\text{m}^3/\text{s}$** enquanto se consideramos por subbacias achamos uma vazão de pico menor, ou seja, **$13,48\text{m}^3/\text{s}$** .

Tabela 99.11- Tempo e vazões considerando uma área única

Tempo (min)	Vazão (m^3/s)
0	0,00
10	0,00
20	0,00
30	0,04
40	0,15
50	0,35
60	0,69
70	1,18
80	1,88
90	2,80
100	3,92
110	5,18
120	6,53
130	7,89
140	9,23
150	10,48
160	11,59
170	12,53
180	13,29
190	13,86
200	14,21
210	14,36
220	14,32
230	14,14
240	13,83
250	13,43
260	12,97
270	12,48
280	11,98
290	11,48
300	11,01
310	10,57

320	10,15
330	9,76
340	9,38
350	9,04
360	8,71
370	8,39
380	8,07
390	7,73
400	7,38
410	7,02
420	6,63
430	6,21
440	5,76
450	5,29
460	4,82
470	4,35
480	3,89
490	3,45
500	3,05
510	2,69
520	2,35
530	2,04
540	1,76
550	1,53
560	1,33
570	1,16
580	1,01
590	0,88
600	0,76
610	0,66
620	0,57
630	0,49
640	0,42
650	0,36
660	0,31
670	0,27
680	0,23
690	0,20
700	0,17
710	0,15
720	0,13
730	0,11
740	0,09
750	0,08

760	0,07
770	0,06
780	0,05
790	0,04
800	0,04
810	0,03
820	0,02
830	0,02
840	0,02
850	0,01
860	0,01
870	0,01
880	0,01
890	0,00

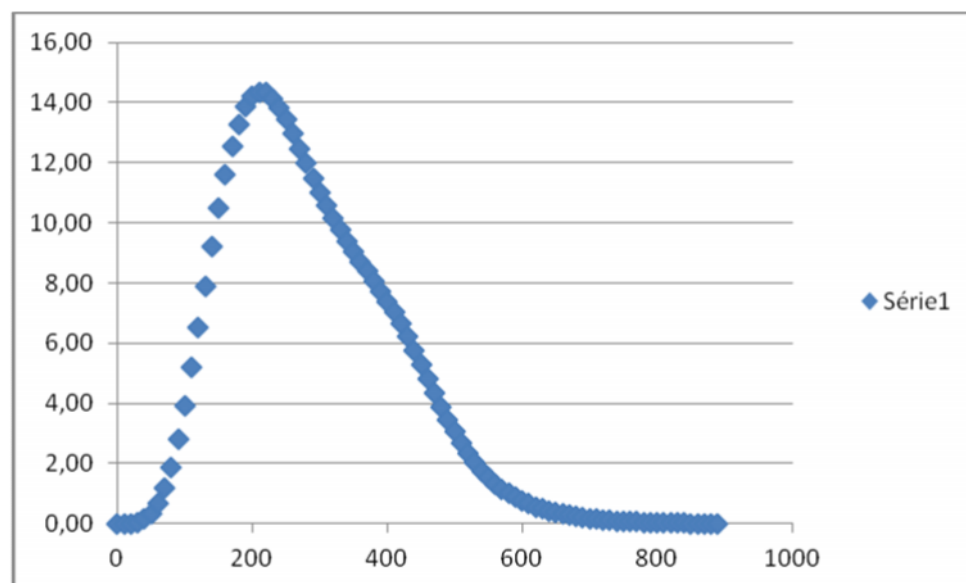


Figura 99.7- Hidrograma considerando área única

99.11 Canalização

O FHWA, 1984 salienta bem que o processo de canalização do talvegue no canal natural trás como consequência aumento da vazão de pico. Devido a isto que para o pós-desenvolvimento deverá ser verificado se o canal será revestido ou não. FHWA, 1984 cita estudos de Liscum e Massey, 1980 que **o impacto da canalização sobre a vazão de pico** é tão importante quanto a impermeabilização da area da bacia.

99.12 Condições antecedentes do solo

O SCS reconheceu a importância da condição antecedente do solo, pois, o mesmo poderá estar em condições normais ou muito seco ou muito úmido.

Em condições normais seria a condição “II” e condição úmida seria a “III” e a seca seria a “I” conforme Tabela (99.12).

Tabela 99.12- Condições do solo em relação a situação do mesmo

Condição do solo	Situação do solo
I	Solo seco.
II	Condições médias do solo. É a condição normal das tabelas do número CN.
III	Solo úmido. Ocorreram precipitações nos últimos cinco dias. O solo está saturado

Fonte: (McCuen, 1998)

A Tabela (99.13) apresenta os limites de 5 dias de chuva antecedente em relação ao período latente e ao período de crescimento da vegetação, para facilitar a classificação das condições do solo.

Tabela 99.13- Ajustamento do número CN da condição normal II para a condição para solo seco (I) e para solo úmido (II).

Condição normal II do número CN	Número CN correspondente para a devida Condição	
	Condição I	Condição III
100	100	100
95	87	98
90	78	96
85	70	94
80	63	91
75	57	88
70	51	85
65	45	82
60	40	78
55	35	74
50	31	70
45	26	65
40	22	60
35	18	55
30	15	50
25	12	43
20	9	37
15	6	30
10	4	22
5	2	13
0	0	0

Fonte: ASCE, 2009

Sensibilidade do número da curva CN

Foi achado que o problema da **sensibilidade está no número da curva CN** escolhido e não da altura pluviométrica P.

Atualmente fazemos os cálculos com o valor CN(II) normal e dos valores CN(I) referente ao período de seca e do valor CN(III) referente a períodos de chuva usando a equação de Sobhani, 1975 conforme ASCE, 2008;

$$CN(I) = CN(II) / [2,334 - 0,01334 \cdot CN(II)]$$

$$CN(III) = CN(II) / [0,4036 + 0,0059 \cdot CN(II)]$$

Os estudos antigos tratavam da condições antecedentes do solo e daí surgiu o termo AMC, que quer dizer *Antecedent moisture Condition* e que agora está sendo substituído por ARC (*Antecedent **Runoff** Condition*) que trata das condições anteriores entre as chuvas.

Dica: atualmente se usa o conceito ARC das condições do runoff antecedente.

Como o CN escolhido está na condição II, podemos calcular as condições de runoff para a condição I de seca e condição III de chuva antecedentes que serão as condições limites.

Portanto, o conceito de AMC foi mudado para ARC em que achamos três valores para o número da curva CN. O número da curva normal que achamos é o CN(II) e cálculos o CN(I) para época de seca e CN(III) para época de cheia. Temos então uma faixa de variação do CN que significa faixa de variação do runoff em que calcularemos as vazões usando o SCS.

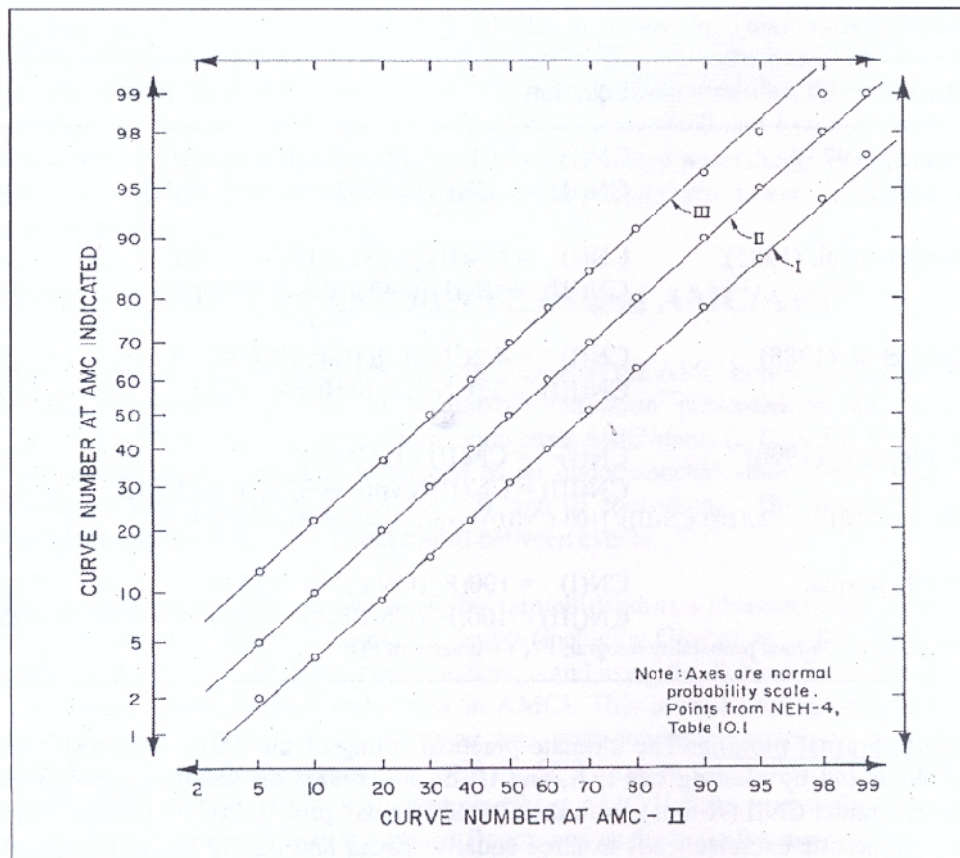


Figura 99.8- Probabilidades de runoff entre 12% para CN I e 88% para CN III conforme ASCE, 2009.

Exemplo 99.3

Achar o número da curva CN para a condição I e III tendo para tendo CN=75 para a condição II.

Para achar CN na condição III temos que entrar na coluna de CN condição II com CN=75 e achamos CN=88 na coluna da condição III em que o solo está muito úmido. O CN I significa época de seca.

Em casos especiais recomenda-se que se façam os cálculos para a condição II normalmente utilizada e para a condição III e teremos um **intervalo de confiança** para algum dimensionamento importante.

Ou poderemos calcular:

$$CN(I) = CN(II) / [2,334 - 0,01334 \cdot CN(II)]$$

$$CN(I) = 75 / [2,334 - 0,01334 \times 75] = 56,22$$

$$CN(III) = CN(II) / [0,4036 + 0,0059 \cdot CN(II)]$$

$$CN(III) = 75 / [0,4036 + 0,0059 \times 75] = 88,6$$

Portanto, o intervalo de confiança do runoff está entre CN_I e CN_{III} que é de .75%, sendo 12% devido a CN_I e 88% do runoff devido CN_{III} .

99.13 Convolução

Em matemática convolução é a operação de duas funções formando uma só.

Na hidrologia trata-se de duas funções uma do hidrograma unitario e outra da chuva excedente formando o hidrograma final.

99.14 TR-55 do SCS para várias bacias

O TR-55 também possibilita o cálculo de várias bacias, mas o que limita é a área de 65km^2 e o uso dos hietogramas de chuvas do SCS que são Tipo I, Ia, II e III e que somente temos alguma pesquisa sobre o uso do hietograma Tipo II no Estado de São Paulo.

99.15 Bibliografia e livros consultados

--AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE). *Curve Number Hydrology- State of the practice*. Preparado por ASCE/EWRI Curve Number Hydrology Task Committee, ano 2009, ISBN 978-0-7844-1004-2, 106 páginas.

-FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (FHWA). *Hydrology*. HEC 19 outubro, 1984
U. S. Department of Transportation, 303páginas

-GUPTA, RAM S. *Hydrology and hydraulic systems*. 3a ed. Editora Waveland, USA 2008, 896 páginas, ISBN 1-57766-455-8.

.

Capítulo 100

Observações sobre o número da curva CN e do SCS

Capítulo 100- Observações sobre número da curva CN e do SCS

100.1 Introdução

O número da curva CN foi criado nos Estados Unidos em 1954 pelo *Soil Conservation Service (SCS)*.

É usado no mundo todo, haja vista que todos usam os *softwares* americanos gratuitos.

Podemos afirmar com toda a certeza que o número da curva é um método semi-empírico como a fórmula de Manning, que também é muito usada.

Informamos ainda que o número da curva CN é usado em:

- SCS
- TR-55
- Método de Snyder,
- Método de Clark,
- Método de Espey e
- Método Santa Bárbara,

Aproveitamos também para explicar alguns detalhes do Método do SCS quando além do **valor default** 484 usa outros valores como 575 para áreas urbanas com declividades grandes.

100.2 Teoria

A precipitação P é a soma do *runoff* Q com as perdas F .

$$P = Q + F$$

Notar que F é chamado de perdas, não se falando de abstração e de infiltração.

Uma hipótese que foi feita é que:

$$Q/P = F/S$$

Sendo que S é o máximo potencial de perdas $S = \lim (P-Q) = \lim (F)$ quando F tende para o infinito.

Tirando-se o valor de Q temos:

$$Q = P^2 / (P + S)$$

Depois introduziu-se a abstração inicial denominada I_a

$$Q = (P - I_a)^2 / (P - I_a + S)$$

Foi definido mais tarde que $I_a = 0,2S$.

$$Q = (P - I_a)^2 / (P - I_a + S)$$

$$Q = (P - 0,2S)^2 / (P - 0,2S + S)$$

$$Q = (P - 0,2S)^2 / (P + 0,8S) \quad P \geq 0,2S, \text{ senão } Q=0$$

O valor de S foi definido arbitrariamente e que nas unidades SI é:

$$S = 25400 / CN - 254$$

Sendo:

S = potencial máximo de retenção após começar o runoff (mm)

CN = número da curva CN adimensional

100.3 Tabela dos valores do CN

A Tabela feita pelo SCS é a Tabela (100.1) e poucas pessoas prestam atenção ao fato que ela foi feita para a relação $Ia/S = 0,2$. Para valores diferentes como $Ia/S = 0,05$ teríamos que fazer outra tabela.

Tabela 100.1- Valores dos números CN da curva de runoff para bacias rurais para $Ia/S = 0,20$

Uso do solo	Superfície do solo	Grupo do Solo			
		A	B	C	D
Solo lavrado	Com sulcos retilíneos	77	86	91	94
	Em fileiras retas	70	80	87	90
Plantações regulares	Em curvas de nível	67	77	83	87
	Terraceado em nível	64	76	84	88
	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 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
	Boas	39	61	74	80
Pastagens	Pobres, em curvas de nível	47	67	81	88
	Normais, em curvas de nível	25	59	75	83
	Boas, em curva de nível	6	35	70	79
Campos permanentes	Normais	30	58	71	78
	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	56	75	86	91
	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

Fonte: (Tucci et al, 1993)

Tabela 100.2- Valores mínimos, máximos e centrais do número da curva CN

Tipo de solo	Mínimo	Central	Máximo
A	25	51-68	77
B	48	62-77	86
C	65	70-84	91
D	73	77-88	94

Fonte: ASCE, 2009

100.4 Grupos de solos do SCS

O grupo de solos do SCS está na Tabela (100.2) vai do Grupo A até o Grupo D.

Tabela 100.3- Grupo de solos e características do solo

Grupo de solo	<i>Características do solo</i>
A	solos arenosos com baixo teor de argila total, inferior a 8%, não havendo rocha nem camadas argilosas e nem mesmo densificadas até a profundidade de 1,5m. O teor de húmus é muito baixo, não atingindo 1% (Porto, 1979 e 1995). Solos que produzem baixo escoamento superficial e alta infiltração. Solos arenosos profundos com pouco silte e argila (Tucci et al, 1993).
B	solos arenosos menos profundos que os do Grupo A e com menor teor de argila total, porém ainda inferior a 15%. No caso de terras roxas, esse limite pode subir a 20% graças à maior porosidade. Os dois teores de húmus podem subir, respectivamente, a 1,2 e 1,5%. Não pode haver pedras e nem camadas argilosas até 1,5m, mas é, quase sempre, presente camada mais densificada que a camada superficial (Porto, 1979 e 1995) Solos menos permeáveis do que o anterior, solos arenosos menos profundo do que o tipo A e com permeabilidade superior à média (Tucci et al, 1993).
C	solos barrentos com teor total de argila de 20% a 30%, mas sem camadas argilosas impermeáveis ou contendo pedras até profundidade de 1,2m. No caso de terras roxas, esses dois limites máximos podem ser de 40% e 1,5m. Nota-se a cerca de 60cm de profundidade, camada mais densificada que no Grupo B, mas ainda longe das condições de impermeabilidade (Porto, 1979 e 1995). Solos que geram escoamento superficial acima da média e com capacidade de infiltração abaixo da média, contendo percentagem considerável de argila e pouco profundo (Tucci et al, 1993).
D	solos argilosos (30% a 40% de argila total) e ainda com camada densificada a uns 50cm de profundidade. Ou solos arenosos como do grupo B, mas com camada argilosa quase impermeável ou horizonte de seixos rolados (Porto, 1979 e 1995). Solos contendo argilas expansivas e pouco profundos com muito baixa capacidade de infiltração, gerando a maior proporção de escoamento superficial (Tucci et al, 1993).

Fonte: (Porto, Setzer 1979) e (Porto, 1995) e (Tucci et al, 1993)

O melhor critério para a classificação do tipo de Solo do SCS é através da infiltração conforme Tabela (100.4).

Tabela 100.4- Capacidade mínima de infiltração conforme o grupo do solo

Grupo de solo	Capacidade mínima de infiltração (mm/h)	Média
<i>A</i>	7,62 a 11,43	9,53
<i>B</i>	3,81 a 7,62	5,72
<i>C</i>	1,27 a 3,81	2,54
<i>D</i>	0 a 1,27	0,64

Fonte: (McCuen,1998)

100.5 Número da curva de Aligner.

Através do tipo de solo A podemos calcular o número da curva CN para solo tipo B, C e D usando as equações de Aligner conforme Asce, 2009.

$$\begin{aligned} \text{CN(A)} &= \text{CN (A)} \\ \text{CN(B)} &= 37,8 + 0,622 \times \text{CN(A)} \\ \text{CN(C)} &= 58,9 + 0,411 \times \text{CN(A)} \\ \text{CN(D)} &= 67,2 + 0,328 \times \text{CN(A)} \end{aligned}$$

Exemplo 100.1

Dado CN(A)= 45 para uso de solo em campos permanentes com vegetação esparsas de baixa transpiração conforme Tabela (100.1). Achar os valores de CN para solos tipo B,C e D usando as equações de Aligner.

$$\begin{aligned} \text{CN(A)} &= 45) \\ \text{CN(B)} &= 37,8 + 0,622 \times 45=66 \\ \text{CN(C)} &= 58,9 + 0,411 \times 45=77 \\ \text{CN(D)} &= 67,2 + 0,328 \times 45=82 \end{aligned}$$

100.6 Área de drenagem

Para a aplicação do SCS com o número da curva CN a área máxima que tem sido utilizados é de 250Km² de bacia.

Entretanto as opiniões dos autores divergem bastante sendo que foi achado o número da curva médio **CN= 72,803** para a bacia do Rio Amazonas (7milhões de km²), Rio Mississippi (3 milhões de km²) e Rio Yangtze (2 milhões de km²) que possuem bacias acima de 1 milhão de km².

Portanto, segundo a ASCE, 2009 não existem nenhum critério rigoroso para o limite da bacia para aplicação do número da curva CN.

100.7 Sensibilidade do número da curva CN

Foi achado que o problema da **sensibilidade está no número da curva CN** escolhido e não da altura pluviométrica P.

Atualmente fazemos os cálculos com o valor CN(II) normal e dos valores CN(1) referente ao período de seca e do valor CN(III) referente a períodos de chuva usando as equações de Sobhani, 1975..

$$CN(I) = CN(II) / [2,334 - 0,01334 \cdot CN(II)]$$

$$CN(III) = CN(II) / [0,4036 + 0,0059 \cdot CN(II)]$$

100.8 Infiltração

O número da curva CN não é destinado à infiltração, mas é usado.

Foram feitos estudos comparando o método Green-Ampt que é o melhor método de infiltração com o número da curva CN e concluíram que o **número da curva CN funciona bem**.

100.9 CN ponderado o runoff ponderado

É comum se usar o CN ponderado conforme o tamanho da área e outra maneira é calcular o runoff de cada área e fazer-se um runoff ponderado.

A melhor opção é fazer um **runoff ponderado**.

100.10 $Ia/S=0,2$

Na prática tem sido usado comumente $Ia/S=0,20$ com as respectivas tabelas do número da curva CN.

Entretanto vários autores conforme ASCE, 2009 chegaram à conclusão que o melhor valor de $Ia/S=0,05$, mas se usarmos isto não temos tabelas do número da curva CN.

Vários autores acharam uma equação que dado o valor do CN para a tabela $Ia/S=0,20$, obtemos através de equação achar o valor CN para $Ia/S=0,05$:

$$CN_{0,05} = 100 / \{ 1,879 [100/CN_{0,20}] - 1 \}^{1,15} + 1 \}$$

Dica: se você mudar Ia/S também mudará a tabela dos números CN (CUIDADO!!!)

Tabela 100.5- Valores de CN para $Ia/S=0,20$ e $Ia/S=0,05$

$Ia/S=0,20$	$Ia/S=0,05$
100	100,00
95	94,02
90	86,95
85	79,64
80	72,39
70	58,51
65	52,03
60	45,90
55	40,14
50	34,74
45	29,71
40	25,03
35	20,71

Caso se queira o valor de S.

$$S_{0,05} = 1,33 \cdot S_{0,20}^{1,15}$$

Sendo S em polegadas

100.11 CN em função da área

Existe somente uma pesquisa para áreas até 314 ha em regiões desérticas nos Estados Unidos em fornece o valor de CN em função da área de drenagem.

$$CN = 84,7 - 0,022 \cdot A \quad \text{para } R^2 = 0,50$$

A = área da bacia em acres

100.12 CN em função da declividade

Existem dois estudos que mostram a variação de CN com a declividade. Os resultados não são consistentes, pois, um estudo mostra que há aumento de CN com o aumento de declividade e outro que há diminuição CN com o aumento da declividade e devido a estas inconsistências não serão levados em conta,

100.13 Condições antecedentes do solo

O SCS reconheceu a importância da condição antecedente do solo, pois, o mesmo poderá estar em condições normais ou muito seco ou muito úmido.

Em condições normais seria a condição "II" e condição úmida seria a "III" e a seca seria a "I" conforme Tabela (100.6).

Tabela 100.6- Condições do solo em relação a situação do mesmo

Condição do solo	Situação do solo
I	Solo seco.
II	Condições médias do solo. É a condição normal das tabelas do número CN.
III	Solo úmido. Ocorreram precipitações nos últimos cinco dias. O solo está saturado

Fonte: (McCuen, 1998)

A Tabela (100.7) apresenta os limites de 5 dias de chuva antecedente em relação ao período latente e ao período de crescimento da vegetação, para facilitar a classificação das condições do solo.

Tabela 100.7- Limites de 5 dias de chuva antecedente em relação a período latente e período de crescimento

Condição do solo	Chuva antecedente de 5 dias em milímetros	
	Período latente	Período de crescimento
I	< 12,7mm	<35,56mm
II	12,7mm a 27,94mm	35,56mm a 53,34mm
III	> 27,94mm	> 53,34mm

Fonte: (McCuen, 1998)

Como as tabelas para achar o número CN se referem as condições normais chamada Condição II, conforme o solo antecedente estiver seco ou úmido terá que ser feito as correções do número CN, conforme Tabela (100.6).

Tabela 100.7- Ajustamento do número CN da condição normal II para a condição para solo seco (I) e para solo úmido (II).

Condição normal II do número CN	Número CN correspondente para a devida Condição	
	Condição I	Condição III
100	100	100
95	87	98
90	78	96
85	70	94
80	63	91
75	57	88
70	51	85
65	45	82
60	40	78
55	35	74
50	31	70
45	26	65
40	22	60
35	18	55
30	15	50
25	12	43
20	9	37
15	6	30
10	4	22
5	2	13
0	0	0

Fonte: ASCE, 2009)

Vamos apresentar duas equações de Sobhani, 1975 in Asce, 2009 que consegue calcular o valor de CN(I) para o caso de seca e CN(III) para o caso de chuva antecedente.

$$CN(I) = CN(II) / [2,334 - 0,01334 \cdot CN(II)]$$

$$CN(III) = CN(II) / [0,4036 + 0,0059 \cdot CN(II)]$$

Os estudos antigos tratavam das condições antecedentes do solo e daí surgiu o termo AMC, que quer dizer *Antecedent moisture Condition* e que agora está sendo substituído por **ARC** (*Antecedent **Runoff** Condition*) que trata das condições anteriores entre as chuvas.

Como o CN escolhido está na condição II, podemos calcular as condições de runoff para a condição I de seca e condição III de chuva antecedente que serão as condições limites.

Portanto, **o conceito de AMC foi mudado para ARC** em que achamos dois valores para o número da curva CN. O número da curva normal que achamos é o CN(II) e calculamos o CN(I) para época de seca e CN(III) para época de cheia. Temos então uma faixa de variação do CN em que calcularemos as vazões usando o SCS, por exemplo.

100.14 Método do hidrograma unitário do *Soil Conservation Service* (SCS)

Conforme Porto et al, 1995 para o hidrograma triangular da Figura (100,1) temos:

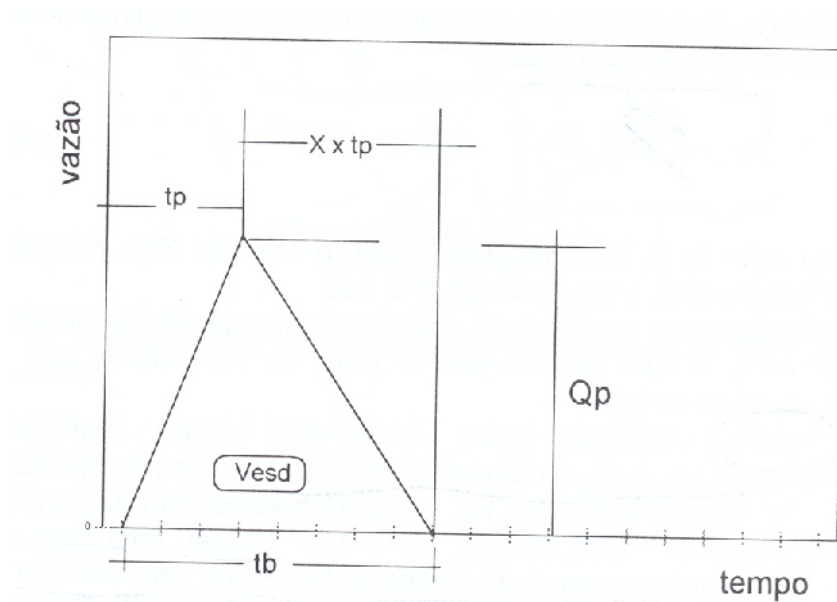


Figura 100.1- Hidrograma triangular.

Fonte: Porto et al, 1995

$$tb = t_A + X \cdot t_A = t_A (1 + X)$$

O volume do escoamento superficial Vesc será:

$$Vesc = Q_p \times tb/2$$

Mas Vesc = A x hex

Sendo:

A= área da bacia

hex= altura da chuva excedente

Substituindo o valor de Vesc temos:

$$A \times \text{hex} = Q_p \times t_b / 2$$

Tirando o valor de Q_p

$$Q_p = 2A \times \text{hex} / t_b$$

Mas fazendo hex=1

$$Q_p = 2 \times A / t_b$$

Substituindo t_b

$$Q_p = 2 \times A / (1+X) t_A$$

Fazendo **$C_p = 2 / (1+X)$**

$$Q_p = C_p \cdot A / t_A$$

$$t_A = D/2 + 0,6 \times t_c$$

D= duração da chuva unitária.

$$D = 0,133 t_c$$

$$t_p = 0,6 t_c$$

t_c = tempo de concentração

Para chuva unitária de 1cm com área de bacia de 1km² e t_p em horas, para que Q_p fique em m³/s teremos:

$$Q_p = 2,78 \cdot C_p \cdot A / t_A$$

Tabela 100.8 Parâmetros dos hidrogramas triangulares

Descrição	Fator de decaimento X	Fator de redução do pico Cp	Unidades original do SCS PF (fator de pico)
Método racional	1,00	1	645
Áreas urbanas com declividades grandes	1,25	0,89	575
Método do SCS	1,67	0,75	484
Uso misto (rural e urbano)	2,25	0,62	400
Área rural ondulada	3,33	0,47	300
Área rural com declividade pequena	5,50	0,31	200
Área rural com declividade muito pequena	12,0	0,16	100

Fonte: Porto et al, 1995 e Wanielista et al. 1997 e Wanielista e Yossef, 1993

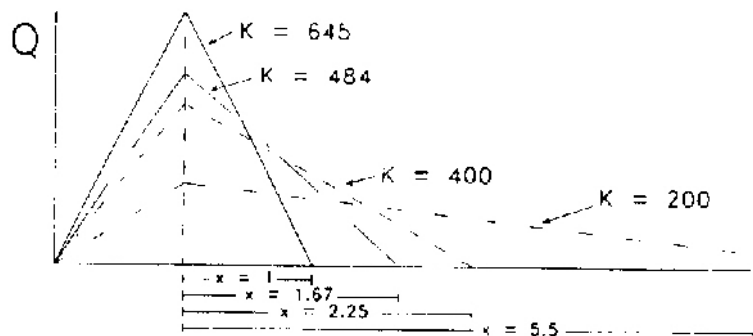


Figura 100.2- Hidrograma triangular de acordo com o fator de pico, 484, 645, etc.
Fonte: Wanielista e Yossef, 1993

Na Figura (100.2) estão os hidrogramas triangulares para os diversos fatores de pico, sendo o mais usual o denominado 484. Wanielista e Yossef, 1993 recomendaram que em caso de dúvida usar o que fornece maior valor de pico.

Na Tabela (100.8) estão os parâmetros dos hidrogramas triangulares baseado em Porto et al, 1995 e Wanielista et al, 1997.

O valor default usado pelo Método do SCS é 484.

Para o Método do SCS podemos ver que $X=1,67$ e $C_p= 0,75$ e nas unidades americanas o famoso fator 484.

$$Q_p = 2,78 \cdot C_p \cdot A / t_A$$

$$Q_p = 2,78 \times 0,75 A / t_A$$

$$Q_p = 2,085 \cdot A / t_A$$

Que é o valor usualmente usado no Brasil para o uso do hidrograma unitário com 1cm de altura, área da bacia em Km^2 e vazão em m^3/s

Caso seja adotado $C_p=0,89$ para áreas urbanas com declividades grandes teremos:

$$Q_p = 2,78 \cdot C_p \cdot A / t_A$$

$$Q_p = 2,78 \times 0,89 A / t_A$$

$$Q_p = 2,4742 A / t_A$$

100.15 Hidrograma curvilíneo do SCS

Para o hidrograma curvilíneo podemos usar tabelas ou usar equação matemática que fornece com boa aproximação o hidrograma baseado no fator de pico PF.

$$q/q_p = [t/t_p \cdot \exp (1 - t/t_p)]^X$$

$$X = 0,8679 \times \exp(0,00353 \times PF) - 1$$

Observação importante: o PF é aquele da Tabela (100.8) tal como PF= 484 e PF= 575.

Exemplo 100.2

Para PF= 484 (tradicional) temos:

$$X = 0,8679 \times \exp(0,00353 \times PF) - 1$$

$$X = 0,8679 \times \exp(0,00353 \times 484) - 1 = 3,79$$

$$q/q_p = [t/t_p \cdot \exp (1 - t/t_p)]^X$$

$$q/q_p = [t/t_p \cdot \exp (1 - t/t_p)]^{3,79}$$

Tabela 100.9-Hidrograma unitário curvilíneo adimensional para PF=484

t/tp	q/qp
0,00	0
0,10	0,005
0,20	0,046
0,30	0,148
0,40	0,301
0,50	0,481
0,60	0,657
0,70	0,807
0,80	0,916
0,90	0,980
1,00	1,000
1,10	0,982
1,20	0,935
1,30	0,867
1,40	0,786
1,50	0,699
1,60	0,611
1,70	0,526
1,80	0,447
1,90	0,376
2,00	0,312
2,20	0,210
2,40	0,137
2,60	0,087
2,80	0,054
3,00	0,033
3,20	0,020
3,40	0,012
3,60	0,007
3,80	0,004
4,00	0,002
4,50	0,001
5,00	0,000

Para o Método do SCS podemos ver que $X=1,67$ e $C_p= 0,75$ e nas unidades americanas o famoso fator 484.

$$Q_p = 2,78 \cdot C_p \cdot A / t_A$$

$$Q_p = 2,78 \times 0,75 A / t_A$$

$$Q_p = 2,08 \cdot A / t_A$$

Exemplo 100.3

Para **PF= 575** para áreas urbanas com declividade grande conforme adotado pela Rio Águas no RJ temos:

$$X = 0,8679 \times \exp(0,00353 \times PF) - 1$$

$$X = 0,8679 \times \exp(0,00353 \times 575) - 1 = 5,61$$

$$q/q_p = [t/tp \cdot \exp (1 - t/tp)]^X$$

$$q/q_p = [t/tp \cdot \exp (1 - t/tp)]^{5,61}$$

Tabela 100.9-Hidrograma unitário curvilíneo adimensional para PF=575 para áreas urbanas com declividades grandes

t/tp	Q/Qp
0,00	0
0,10	0,000
0,20	0,011
0,30	0,059
0,40	0,170
0,50	0,339
0,60	0,537
0,70	0,728
0,80	0,878
0,90	0,970
1,00	1,000
1,10	0,974
1,20	0,906
1,30	0,810
1,40	0,700
1,50	0,589
1,60	0,482
1,70	0,387
1,80	0,304
1,90	0,235
2,00	0,179
2,20	0,100
2,40	0,053
2,60	0,027
2,80	0,013
3,00	0,006
3,20	0,003
3,40	0,001
3,60	0,001
3,80	0,000
4,00	0,000
4,50	0,000
5,00	0,000

Para o Método do SCS podemos ver que $X=1,25$ e $C_p= 0,89$ e nas unidades americanas o famoso fator 484.

$$Q_p = 2,78 \cdot C_p \cdot A / t_A$$
$$Q_p = 2,78 \times 0,89 A / t_A$$
$$Q_p = 2,4742 \cdot A / t_A$$

Observar neste caso temos o número 2,4742 que é maior que o 2,08 usado tradicionalmente.

Portanto, devemos lembrar que quando alteramos o **valor default** do SCS temos que alterar também o hidrograma unitário curvilíneo (CUIDADO !!!).

100.16 Modelo de cálculo do SCS

No livro que escrevemos denominado Cálculos Hidrológicos e Hidráulicos para obras municipais mostra o uso prático do Método do SCS com o valor default 484.

100.17 Bibliografia e livros consultados

- ASCE (AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEER). *Curve Number Hydrology – state of practice*. Richard H. Hawkinns, Timothy J. Ward, Donald E. Woodward e Joseph A. Van Mullem. ASCE, 2009 ISBN 978-0-7844-1004-2, USA, 106 páginas.
- MISHRA, SURENDA KUMAR e SINGH, VIJAY P. *Soil conservator service curve number (SCS-CN0 methodology)*. Kluwer Academic Publishers, 2010, Netherlands. 513 páginas. ISBN 978-90-481-6225-3
- PORTO, RUBEM LALAINA E TUCCI, CARLOS E.M. e BARROS, MARIO TADEU DE. *Drenagem Urbana*. . ABRH, 1995, 428 páginas. ISBN 85-7025-364-8.
- TOMAZ, PLINIO. *Cálculos hidrológicos e hidráulicos para obras municipais*, Navegar setembro 2011, 2ª edição atualizada e revisada, 592 paginas.
- WANIELISTA, MARTIN et al. *Hydrology- water quantity and quality control*. 2a ed. John Wiley, 565 páginas.
- WANIELISTA, MARTIN P. E YOSEF, YOSEF A. *Stormwater management*. John Wiley and Sons, 1993. ISBN 0-471-57135-0. 577 páginas;
- WILKEN, PAULO SAMPAIO. *Engenharia de drenagem superficial*. Cetesb, 1978 7.35.001.10.

Capítulo 111

Hidrogramas do método Racional

Capítulo 111- Hidrogramas do método Racional

111.1 Introdução

O método Racional pode ser usado para bacias até 3km², entretanto quando querem os fazer o *routing* do reservatório deparamos com um problema: o método Racional não tem um hidrograma aceito por todos.

O objetivo nosso é apresentar as quatro formas que conhecemos do hidrograma do método Racional.

Vamos apresentar 4 (quatro) hidrogramas do método Racional. Os hidrogramas são:

1. Método Racional modificado de São Diego, Califórnia.
2. Método de Dekalb
3. Método Universal do hidrograma do método Racional
4. Método da duração da chuva e do tempo de concentração

111.2- Hidrograma do método Racional modificado de São Diego, Califórnia.

Conforme Nicklow et al, 2006 o condado de São Diego, Califórnia adotou um hidrograma do método Racional modificado e válido para áreas menores que 2,57km².

O hidrograma está baseado em uma chuva de duração de 6 horas.

O pico da chuva está na posição 4 horas e outros blocos estarão na posição 2/3 e 1/3 alternando um bloco para a esquerda e outro para a direita.

Não consegui até o momento a justificativa da proposição do hidrograma do método Racional modificado de São Diego.

111.2.1 Duração da chuva

A duração da chuva de 6 horas em cada bloco deve ser calculada pela equação:

$$P_N = 0,124 \cdot P_{6h} \{ (N \cdot tc)^{0,3555} - [(N-1) \cdot tc]^{0,355} \}$$

Sendo:

P_N = duração da chuva em cada bloco (mm/h)

P_{6h} = precipitação em seis horas para determinado periodo de retorno (mm)

tc = tempo de concentração (min)

N = é o tempo em horas variando de 1 a 6

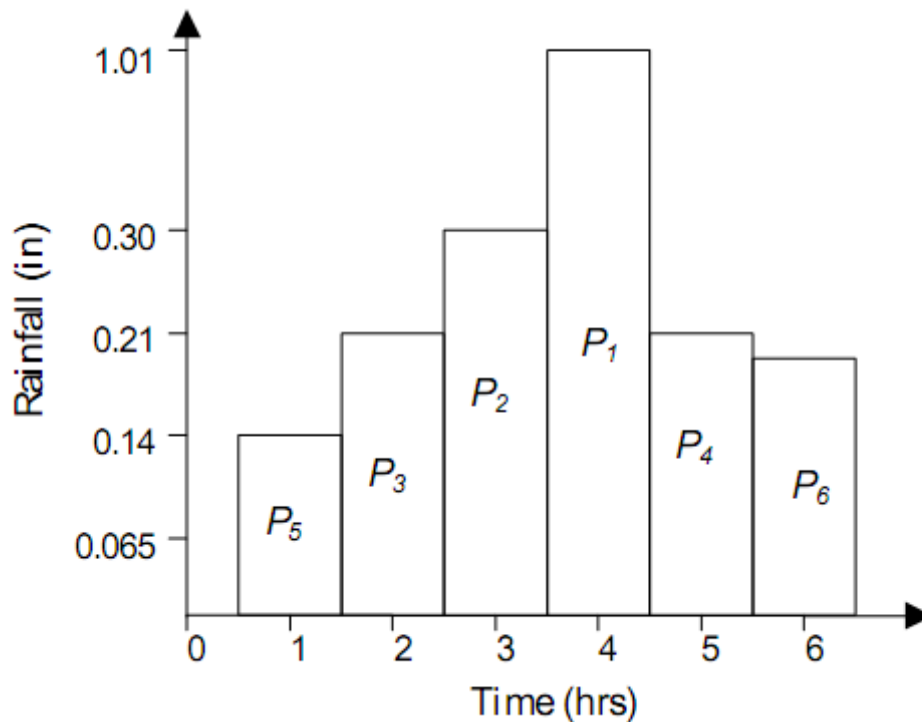


Figura 111.1- Distribuição dos blocos. Fonte: NICKLOW et al, 2006

Exemplo 111.1

Calcular o hidrograma pelo método Racional modificado de São Diego para área de bacia com A=257ha usando chuva de 6h da RMSP sendo tempo de concentração tc=1h e C=0,85.

Para a RMSP conforme P.S.W temos:

$$I = 1747,9 \times Tr^{0,181} / (t+15)^{0,89}$$

I= intensidade de chuva (mm/h)

Tr= período de retorno (anos)

t= tempo de duração da chuva (min)

Adotando Tr=25anos e duração da chuva de 6h= 6*60=360min acharemos:

$$I = 1747,9 \times Tr^{0,181} / (t+15)^{0,89}$$

$$I = 1747,9 \times 25^{0,181} / (6 \times 60 + 15)^{0,89}$$

$$I = 16 \text{ mm/h}$$

$$\text{Para chuva de 6 horas: } P_6 = 6 \times I = 6 \times 16 = 96,1 \text{ mm}$$

Para P1 temos N=1

$$P_N = 0,124 \cdot P_{6h} \{ (N \cdot t_c)^{0,3555} - [(N-1) \cdot t_c]^{0,3555} \}$$

$$P_N = 0,124 \times 96,1 \{ (1 \times 60)^{0,3555} - [(1-1) \times 60]^{0,3555} \} = 51,09 \text{ mm/h}$$

Para P2 temos N=2

$$P_N = 0,124 \cdot P_{6h} \{ (N \cdot tc)^{0,3555} - [(N-1) \cdot tc]^{0,3555} \}$$
$$P_N = 0,124 \times 96,1 \{ (2 \times 60)^{0,3555} - [(2-1) \times 60]^{0,3555} \} = 14,28 \text{ mm/h}$$

E assim por diante.

Podemos contruir a Tabela (111.1):

Método Racional

$$Q = C \cdot I \cdot A / 360$$

Q= vazão de pico (m³/s)

C= coeficiente de runoff

I= intensidade de chuva (mm/h)

A= área da bacia (ha)

Tabela 111.1- Cálculos

P	N (horas)	I mm/h	C	Area (ha)	Q (m³/s)
P1	1	51,09	0,85	257	31,0
P2	2	14,28	0,85	257	8,7
P3	3	10,14	0,85	257	6,2
P4	4	8,13	0,85	257	4,9
P5	5	6,90	0,85	257	4,2
P6	6	6,06	0,85	257	3,7

Vamos agora colocar na forma da Figura (111.1) acrescentando que no tempo 0,5 a vazão será zero e no tempo 7,5 também será zero:

Tabela 111.3- Hidrograma do método Racional modificado de San Diego

Tempo(h)	Q(m ³ /s)
0,5	0
1	P5=4,2
2	P3=6,2
3	P2=8,7
4	P1=31,0
5	P4=4,9
6	P6=3,7
7,5	0

Exemplo 111.2

Calcular a vazão de pico para TR=25anos, tc=60min para a RMSP com área A=257ha, C=0,85 e I= 67,1mm/h para tc=60min.

$$Q=CIA/360= 40,7\text{m}^3/\text{s}$$

Observar que usando o método Racional tradicional a vazão de pico será de 40,7m³/s enquanto usando o método Racional modificado de São Diego a vazão de pico será de 31m³/s;

Podemos fazer um gráfico:

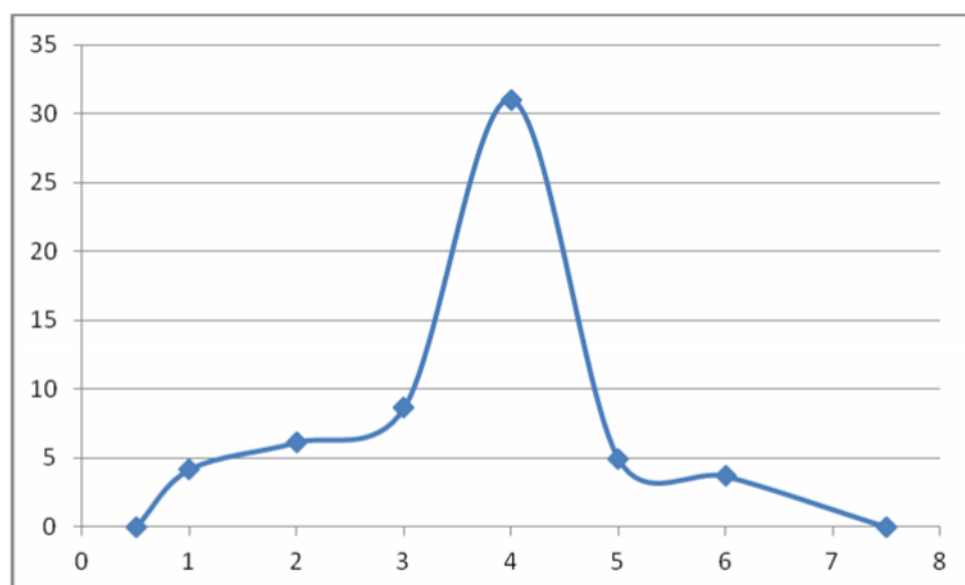


Figura 111.1- Hidrograma do método Racional modificado de São Diego

111.3 Routing

Com o hidrograma do método Racional podemos fazer o *routing* de reservatórios.

111.4 Hidrograma do Método Racional conforme Dekalb

No County de Dekalb na Geórgia, USA foi apresentado um hidrograma inspirado na teoria do hidrograma unitário. O método é aplicado na região para áreas menores ou iguais a 4ha e constam no DeKalb County Manual. Na prática várias cidades dos Estados Unidos usam para áreas acima de 4ha.

O método pode ser aplicado para duas situações:

- Quanto do tempo de concentração for $< 20\text{min}$
- Quando o tempo de concentração for $\geq 20\text{min}$

Calcula-se a vazão de pico Q_p pelo método racional.

Tabela 111.4- Valores sem dimensões originais da cidade de Dekalb

Dimensionless Time and Hydrograph Ordinates		
t/t_c	Q/Q_p for $t_c < 20 \text{ min}$	Q/Q_p for $t_c \geq 20 \text{ min}$
0	0.00	0.00
1	0.16	0.04
2	0.19	0.08
3	0.27	0.16
4	0.34	0.32
5	1.00	1.00
6	0.45	0.30
7	0.27	0.11
8	0.19	0.05
9	0.12	0.03
10	0.00	0.00

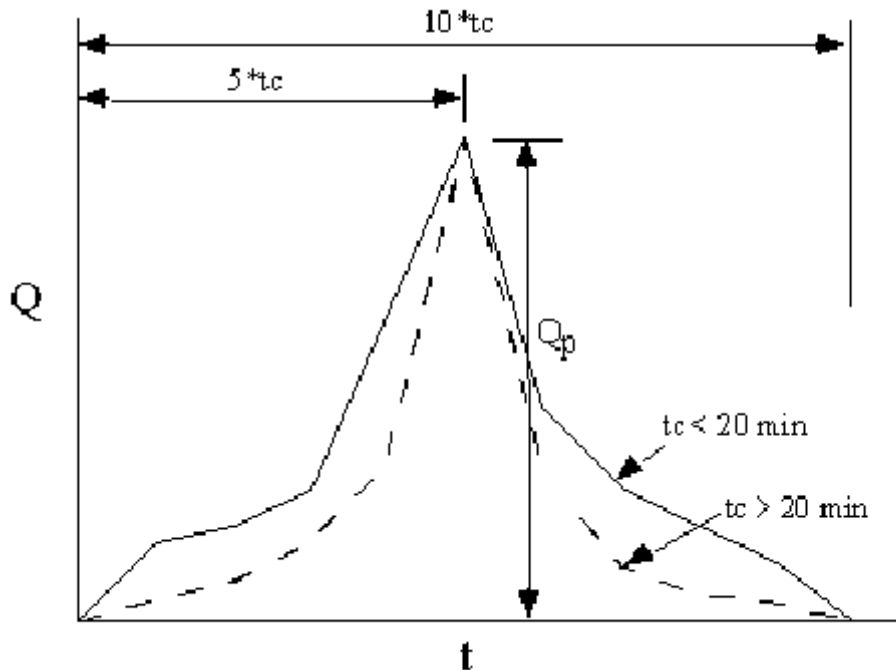


Figura 111.2= Hidrograma da cidade de Dekalb para o método racional

Exemplo 111.3

Aplicação do hidrograma de Dekalb

Tabela 111.5- Aplicação do hidrograma de Dekalb

t/t_c	Q/Q_p $t_c < 20 \text{ min}$	Q/Q_p $t_c \geq 20 \text{ min}$	t $t_c = 21,4 \text{ min}$	Q $Q_p = 25,1 \text{ m}^3/\text{s}$
			21,4	25,1
0	0,00	0,00	0,0	0,0
1	0,16	0,04	21,4	1,0
2	0,19	0,08	42,8	2,0
3	0,27	0,16	64,2	4,0
4	0,34	0,32	85,6	8,0
5	1,00	1,00	107,0	25,1
6	0,45	0,30	128,4	7,5
7	0,27	0,11	149,8	2,8
8	0,19	0,05	171,2	1,3
9	0,12	0,03	192,6	0,8
10	0,00	0,00	214,0	0,0

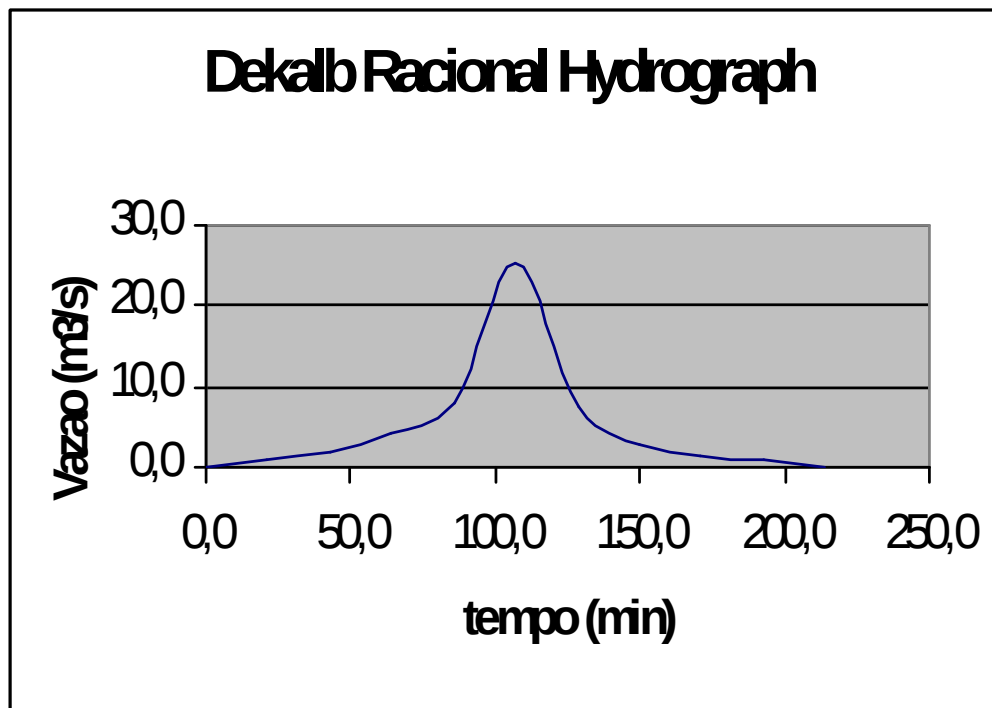


Figura 111.3- Gráfico do hidrograma de Decalb aplicando o método Racional

111.5 Hidrograma universal do método Racional

Para se obter o diagrama universal do método Racional temos que ter o tempo de concentração t_c e a vazão de pico Q_p . A relação entre t/t_c e Q/Q_p está na Tabela (111.6).

Tabela 111.6- Valores adimensionais de t/t_c e Q/Q_p

Dimensionless Time and Hydrograph Ordinates	
t/t_c	Q/Q_p
0	0.00
1	0.21
2	0.30
3	1.00
4	0.54
5	0.39
6	0.25
7	0.18
8	0.15
9	0.14
10	0.13
11	0.00

Notar que o pico ocorre a $3 \cdot t_c$ e que o tempo base é $11 \cdot t_c$.

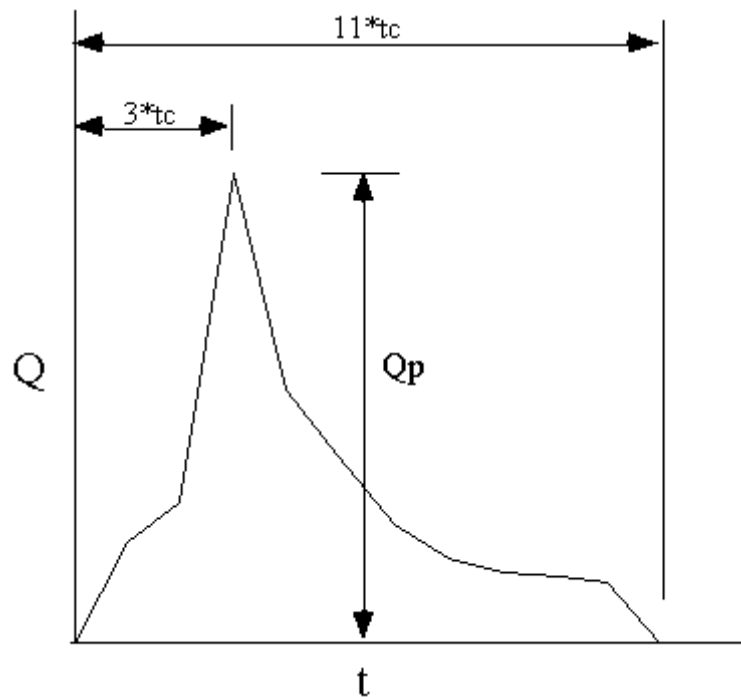


Figura 111.4- Esquema do hidrograma universal do método Racional

where:

t_c = time of concentration.

Q = Flow at time t , in cfs.

Q_p = Peak flow.

111.6 Hidrograma dependendo do tempo de duração da chuva “d” e de “tc”.

O objetivo do hidrograma que iremos explicar é para uso em routing.

É usado para pequenas bacias e em hipótese alguma deve ser usado para dimensionamento de um reservatório de detenção ou retenção.

O hidrograma é baseado no método Racional.

A base do método é supor que o hidrograma pode ter forma triangular ou trapezoidal, dependendo da duração da chuva “d”.

Os hidrogramas são em função da duração da chuva “d” e de “tc” sendo de 3 tipos conforme Figura (111.5):

Tipo 1:

Quando a duração da chuva $d > t_c$ e assim teremos hidrograma trapezoidal.

Tipo 2:

Quando $d = t_c$ teremos hidrograma triangular

Tipo 3:

Quando $d < t_c$ teremos hidrograma trapezoidal

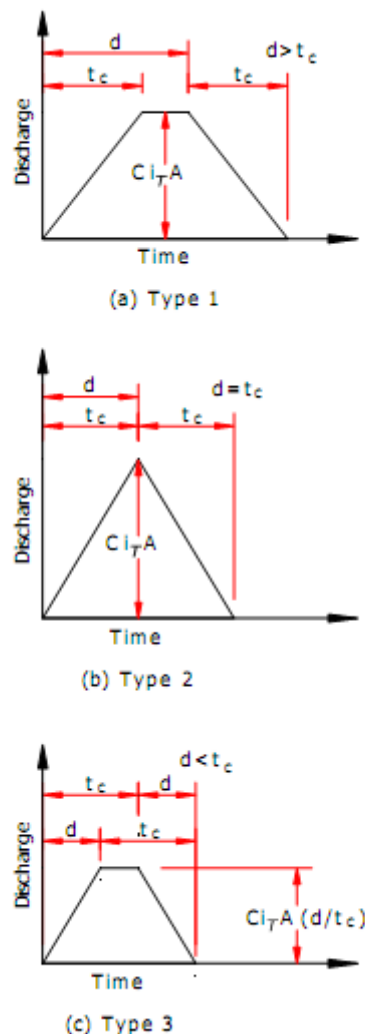


Figura 111.5- Temos 3 tipos dependendo da duração da chuva “d” e de “tc”

111.7 Bibliografia e livros consultados

-NICKLOW/BOULOS/MULETA. *Comprehensive urban hydrologic modeling handbook for engineers and planners*. 376 páginas, ISBN 0-97455689-6-1. Chapter five- Surface runoff. 2006

Capítulo 113

Método de Clark

**"Admiro os poetas.
O que eles dizem com duas palavras a gente
tem que exprimir com milhares de tijolos."
Vilanova Artigas**

Capítulo 113- Método de Clark

113.1 Introdução

Vamos mostrar o Método de Clark conforme modelo de Akan, 2003 e modelo de Gupta, 2008. Segundo Ponce, 1989 o Método de Clark pode ser chamar também de Método do Tempo-Área.

O método de Clark data de 1945 e foi facilitado com curvas tempo-área (curvas TA) que é usado em programas americanos como HEC-1 e HEC-HMS. Wanielista et al, 1997 informa que o tempo de concentração na bacia é dividido em pedaços em inúmeros intervalos de parte do tempo de concentração.

O método de Clark usa o hidrograma unitário para chuva excedente de 1cm.

Depois de obtido o **diagrama unitário de Clark** fazemos a chamada **convolução** normalmente usado no SCS, Snyder e outros. A convolução nada mais é que a operação entre duas funções resultante numa terceira função. Na convolução teremos translação, multiplicação e adição.

É importante salientar o método do hidrograma unitário é baseado na relação linear que existe entre a chuva excedente e as vazões diretas do runoff conforme Akan, 2003. Esta linearidade é que permite usar o princípio da superposição para calcular o hidrograma final.

O método de Clark possui três parâmetros básicos:

1. Tempo de concentração da bacia;
2. K coeficiente de armazenamento em horas ou min e
3. Curva do tempo-área.

113.2 Estimativa da curva tempo-área

No método de Clark achar as áreas conforme Figura (113.1) dá muito trabalho e alguns desistem de usar o método. Isócronas são linhas de mesmo tempo de trânsito.

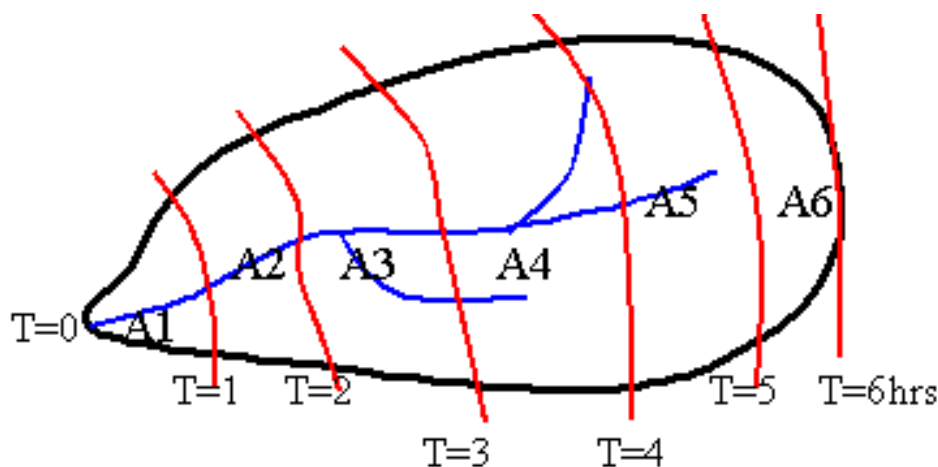


Figura 113.1- Isócronas e respectivas áreas

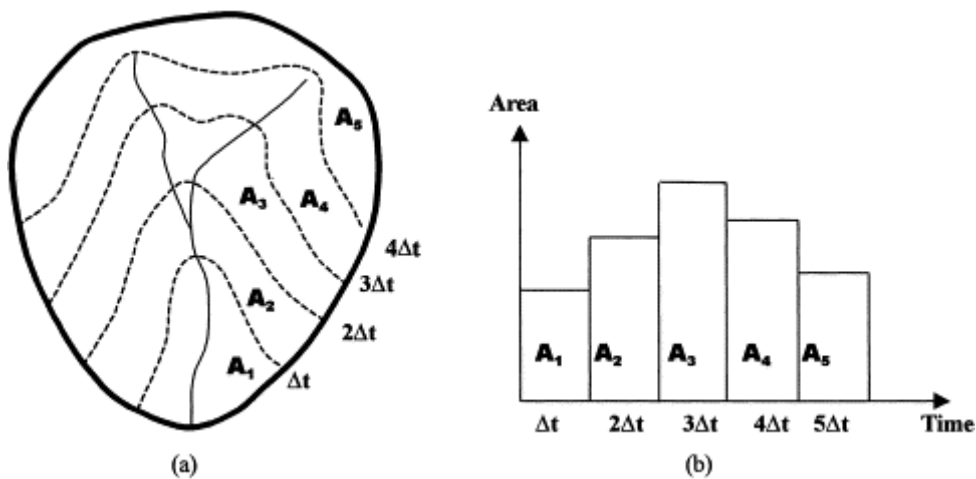


Figura 113.2- Isócrona (áreas para uso do método de Clark com o mesmo tempo de concentração)

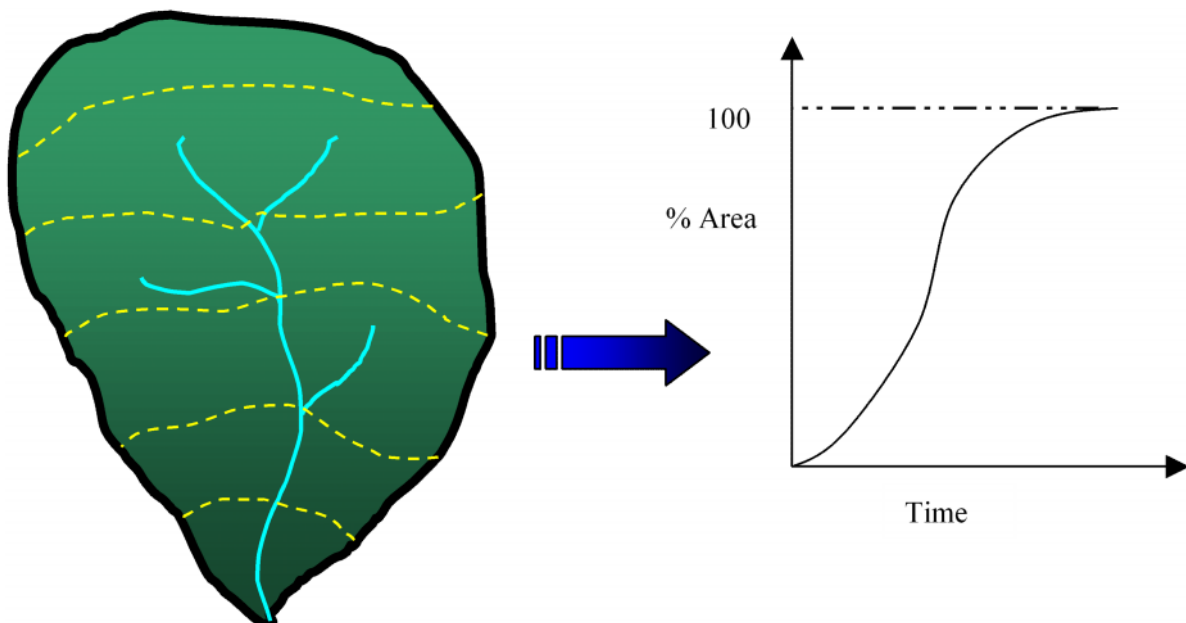


Figura 113.3- Isócrona (áreas para uso do método de Clark com o mesmo tempo de concentração). Veja a denominada curva “S” do lado direito da figura.

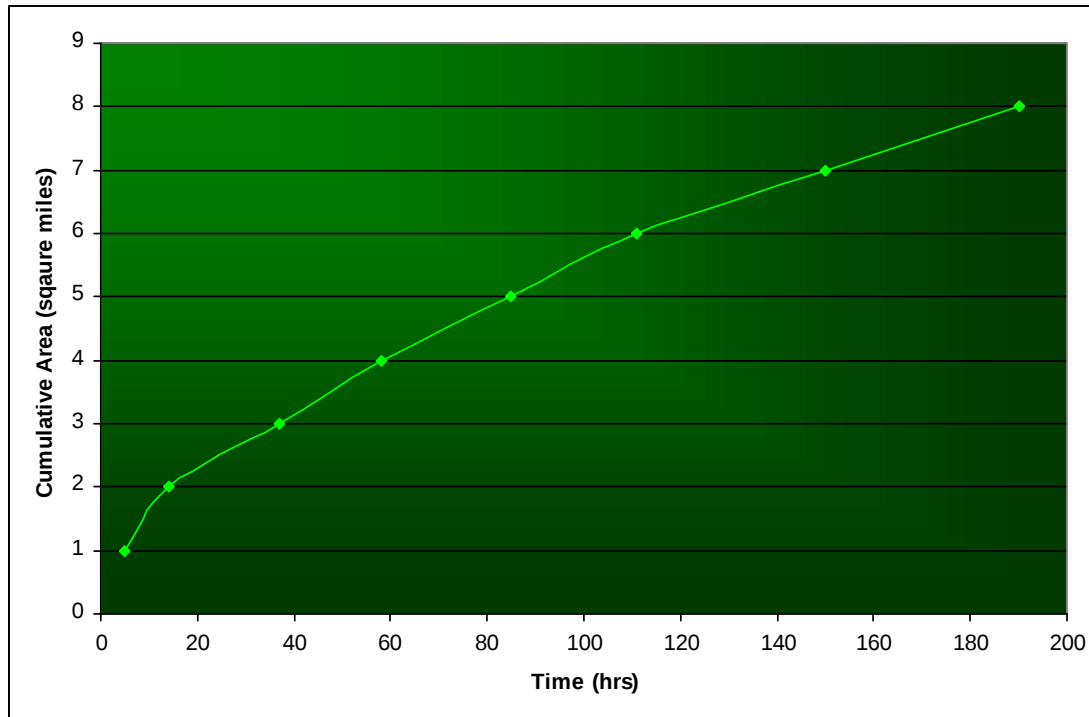


Figura 113.4- Áreas acumuladas com o tempo, ou seja, curva tempo-área (TA)

Akan, 2003 usa as áreas acumuladas pode ser estimada pelas seguintes equações conforme USACE, 1987:

$$Ac = 1,414 \cdot A \cdot (t/t_c)^{1,5} \quad \text{para} \quad 0 \leq t/t_c < 0,5$$

$$Ac = A[1 - 1,414 (1 - t/t_c)^{1,5}] \quad \text{para} \quad 0,5 \leq t/t_c \leq 1,0$$

Sendo:

Ac = área acumulada (m^2)

t = tempo (min)

t_c = tempo de concentração (min)

A = área total (m^2)

113.3 Método de Clark conforme Akan, 2003

A teoria do Método de Clark usa o diagrama unitário de 1cm. Assim a vazão Q_s para cada faixa será:

$$Q_s = A_c \cdot i_e$$

$$i_e = 1\text{cm} / t_R = 0,01\text{m} / t_R$$

O intervalo de tempo usado na hidrógrafa é o valor t_R .

Caso $t_R = 10\text{min} = 600\text{s}$ teremos $i_e = 0,01\text{m} / 600\text{s} = 0,000016666 \text{ m/s}$.

Dica: não confundir o intervalo de tempo a ser usado na hidrógrafa t_R com o espaçamento dos dados Δt .

$$U = Q_s - Q_{sL}$$

Sendo:

Q_{sL} = a vazão tempo $t + \Delta t$

A vazão Q_{sL} é a vazão defazada com o tempo Δt .

A vazão do diagrama unitário Q_u será obtida da seguinte maneira:

$$(Q_u)_j = (Q_u)_{j-1} + C_R [U_{j-1} + U_j - 2(Q_u)_{j-1}]$$

Sendo:

$$C_R = \Delta t / (2K + \Delta t)$$

O valor K é um coeficiente empírico de armazenamento também denominado de coeficiente de Clark que tem que ser obtido usando um hidrograma conhecido do local e quando não se tem dados de campo usamos:

$$K = 0,6 \times t_c$$

Sendo:

t_c = tempo de concentração (min)

K = coeficiente conhecido ou adotado do local (h) ou (min) suposto constante.

Supomos também que o coeficiente de armazenamento de Clark é constante o que na verdade não é.

Defasagem entre Q_s e Q_{sL} .

A defasagem entre as colunas Q_s e Q_{sL} é: $\Delta t + t_R$

Exemplo 113.1

Calcular o hidrograma unitário de Clark para área de 149,8 km², tc=6,89h=149,8min para chuva de 12h=720min com intervalo de $\Delta t=5\text{min}$ para hidrografa com $t_R=10\text{min}$.

$$K = 0,6 \times t_c = 0,6 \times 149,8 = 89,88\text{min}$$

$$\Delta t = 5\text{min}$$

$$C_R = \Delta t / (2K + \Delta t)$$

$$C_R = 5 / (2 \times 89,88 + 5) = 0,027$$

Dica: observar que para obtermos C_R usamos $\Delta t=5\text{min}$.

$$t_R = 10\text{min}$$

$$i_e = 0,01\text{m} / t_R = 0,01\text{m} / (10 \times 60) = 0,01 / 600 = 0,0000166667 \text{ m/s}$$

Dica: observar que dividimos em i_e o valor de 1cm=0,01m por 600segundos, que é 10min. Cuidado não errar !

Notar que o espaçamento de Q_{SL} é de $t_R=10\text{min}$, sendo que o valor $Q_s=21,53$ aparece 15min defazado em Q_{SL} .

Tabela 113.7- Cálculos do hidrograma unitário pelo método de Clark

	Area m2	tempo (min)	tc (min)	Area (m2) Ac	ie m/s	QS=Ac. ie (m3/s)	QsL (m3/s)	U (m3/s)	Qu (m3/s)
1	149800000	0	149,8	0,00	1,66667E-05	0,00	0,00	0,00	0,00
2	149800000	5	149,8	1291661	1,66667E-05	21,53	0,00	21,53	0,58
3	149800000	10	149,8	3653369	1,66667E-05	60,89	0,00	60,89	2,78
4	149800000	15	149,8	6711667	1,66667E-05	111,86	21,53	90,33	6,72
5	149800000	20	149,8	10333287	1,66667E-05	172,22	60,89	111,33	11,82
6	149800000	25	149,8	14441208	1,66667E-05	240,69	111,86	128,83	17,68
7	149800000	30	149,8	18983461	1,66667E-05	316,39	172,22	144,17	24,11
8	149800000	35	149,8	23921894	1,66667E-05	398,70	240,69	158,01	30,98
9	149800000	40	149,8	29226950	1,66667E-05	487,12	316,39	170,72	38,20
10	149800000	45	149,8	34874844	1,66667E-05	581,25	398,70	182,55	45,69
11	149800000	50	149,8	40845904	1,66667E-05	680,77	487,12	193,65	53,40
12	149800000	55	149,8	47123500	1,66667E-05	785,39	581,25	204,14	61,28
13	149800000	60	149,8	53693335	1,66667E-05	894,89	680,77	214,12	69,28
14	149800000	65	149,8	60542944	1,66667E-05	1009,05	785,39	223,66	77,38
15	149800000	70	149,8	67661335	1,66667E-05	1127,69	894,89	232,80	85,54
16	149800000	75	149,8	75061238	1,66667E-05	1251,02	1009,05	241,97	93,76
17	149800000	80	149,8	82428435	1,66667E-05	1373,81	1127,69	0,00	95,23
18	149800000	85	149,8	89536270	1,66667E-05	1492,27	1251,02	241,25	96,61
19	149800000	90	149,8	96374908	1,66667E-05	1606,25	1373,81	232,44	104,20
20	149800000	95	149,8	102933304	1,66667E-05	1715,56	1492,27	223,28	110,89
21	149800000	100	149,8	109198926	1,66667E-05	1819,98	1606,25	213,73	116,72
22	149800000	105	149,8	115157396	1,66667E-05	1919,29	1715,56	203,73	121,70
23	149800000	110	149,8	120791978	1,66667E-05	2013,20	1819,98	193,22	125,85
24	149800000	115	149,8	126082857	1,66667E-05	2101,38	1919,29	182,09	129,20
25	149800000	120	149,8	131006057	1,66667E-05	2183,43	2013,20	170,23	131,74
26	149800000	125	149,8	135531740	1,66667E-05	2258,86	2101,38	157,48	133,48
27	149800000	130	149,8	139621324	1,66667E-05	2327,02	2183,43	143,59	134,40
28	149800000	135	149,8	143222118	1,66667E-05	2387,04	2258,86	128,17	134,48
29	149800000	140	149,8	146255683	1,66667E-05	2437,59	2327,02	110,57	133,66
30	149800000	145	149,8	148585059	1,66667E-05	2476,42	2387,04	89,38	131,84
31	149800000	150	149,8	149800000	1,66667E-05	2496,67	2437,59	59,07	128,72
32	149800000	155	149,8			2496,67	2476,42	0,00	123,35
33	149800000	160	149,8			2496,67	2496,67	0,00	116,68
34	149800000	165	149,8			2496,67	2496,67	0,00	110,36
35	149800000	170	149,8			2496,67	2496,67	0,00	104,39
36	149800000	175	149,8			2496,67	2496,67	0,00	98,74
37	149800000	180	149,8			2496,67	2496,67	0,00	93,39
38	149800000	185	149,8			2496,67	2496,67	0,00	88,34
39	149800000	190	149,8			2496,67	2496,67	0,00	83,56
40	149800000	195	149,8			2496,67	2496,67	0,00	79,04
41	149800000	200	149,8			2496,67	2496,67	0,00	74,76

Curso de Manejo de águas pluviais

Capítulo 113- Metodo de Clark

Engenheiro Plínio Tomaz 19 de novembro de 2012 pliniotomaz@uol.com.br

42	149800000	205	149,8			2496,67	2496,67	0,00	70,71
43	149800000	210	149,8			2496,67	2496,67	0,00	66,88
44	149800000	215	149,8			2496,67	2496,67	0,00	63,26
45	149800000	220	149,8			2496,67	2496,67	0,00	59,84
46	149800000	225	149,8			2496,67	2496,67	0,00	56,60
47	149800000	230	149,8			2496,67	2496,67	0,00	53,54
48	149800000	235	149,8			2496,67	2496,67	0,00	50,64
49	149800000	240	149,8			2496,67	2496,67	0,00	47,90
50	149800000	245	149,8			2496,67	2496,67	0,00	45,31
51	149800000	250	149,8			2496,67	2496,67	0,00	42,85
52	149800000	255	149,8			2496,67	2496,67	0,00	40,54
53	149800000	260	149,8			2496,67	2496,67	0,00	38,34
54	149800000	265	149,8			2496,67	2496,67	0,00	36,27
55	149800000	270	149,8			2496,67	2496,67	0,00	34,30
56	149800000	275	149,8			2496,67	2496,67	0,00	32,45
57	149800000	280	149,8			2496,67	2496,67	0,00	30,69
58	149800000	285	149,8			2496,67	2496,67	0,00	29,03
59	149800000	290	149,8			2496,67	2496,67	0,00	27,46
60	149800000	295	149,8			2496,67	2496,67	0,00	25,97
61	149800000	300	149,8			2496,67	2496,67	0,00	24,57
62	149800000	305	149,8			2496,67	2496,67	0,00	23,24
63	149800000	310	149,8			2496,67	2496,67	0,00	21,98
64	149800000	315	149,8			2496,67	2496,67	0,00	20,79
65	149800000	320	149,8			2496,67	2496,67	0,00	19,66
66	149800000	325	149,8			2496,67	2496,67	0,00	18,60
67	149800000	330	149,8			2496,67	2496,67	0,00	17,59
68	149800000	335	149,8			2496,67	2496,67	0,00	16,64
69	149800000	340	149,8			2496,67	2496,67	0,00	15,74
70	149800000	345	149,8			2496,67	2496,67	0,00	14,89
71	149800000	350	149,8			2496,67	2496,67	0,00	14,08
72	149800000	355	149,8			2496,67	2496,67	0,00	13,32
73	149800000	360	149,8			2496,67	2496,67	0,00	12,60
74	149800000	365	149,8			2496,67	2496,67	0,00	11,92
75	149800000	370	149,8			2496,67	2496,67	0,00	11,27
76	149800000	375	149,8			2496,67	2496,67	0,00	10,66
77	149800000	380	149,8			2496,67	2496,67	0,00	10,09
78	149800000	385	149,8			2496,67	2496,67	0,00	9,54
79	149800000	390	149,8			2496,67	2496,67	0,00	9,02
80	149800000	395	149,8			2496,67	2496,67	0,00	8,53
81	149800000	400	149,8			2496,67	2496,67	0,00	8,07
82	149800000	405	149,8			2496,67	2496,67	0,00	7,64
83	149800000	410	149,8			2496,67	2496,67	0,00	7,22
84	149800000	415	149,8			2496,67	2496,67	0,00	6,83
85	149800000	420	149,8			2496,67	2496,67	0,00	6,46

Curso de Manejo de águas pluviais

Capítulo 113- Metodo de Clark

Engenheiro Plínio Tomaz 19 de novembro de 2012 pliniotomaz@uol.com.br

86	149800000	425	149,8			2496,67	2496,67	0,00	6,11
87	149800000	430	149,8			2496,67	2496,67	0,00	5,78
88	149800000	435	149,8			2496,67	2496,67	0,00	5,47
89	149800000	440	149,8			2496,67	2496,67	0,00	5,17
90	149800000	445	149,8			2496,67	2496,67	0,00	4,89
91	149800000	450	149,8			2496,67	2496,67	0,00	4,63
92	149800000	455	149,8			2496,67	2496,67	0,00	4,38
93	149800000	460	149,8			2496,67	2496,67	0,00	4,14
94	149800000	465	149,8			2496,67	2496,67	0,00	3,92
95	149800000	470	149,8			2496,67	2496,67	0,00	3,70
96	149800000	475	149,8			2496,67	2496,67	0,00	3,50
97	149800000	480	149,8			2496,67	2496,67	0,00	3,31
98	149800000	485	149,8			2496,67	2496,67	0,00	3,13
99	149800000	490	149,8			2496,67	2496,67	0,00	2,97
100	149800000	495	149,8			2496,67	2496,67	0,00	2,80
101	149800000	500	149,8			2496,67	2496,67	0,00	2,65
102	149800000	505	149,8			2496,67	2496,67	0,00	2,51
103	149800000	510	149,8			2496,67	2496,67	0,00	2,37
104	149800000	515	149,8			2496,67	2496,67	0,00	2,24
105	149800000	520	149,8			2496,67	2496,67	0,00	2,12
106	149800000	525	149,8			2496,67	2496,67	0,00	2,01
107	149800000	530	149,8			2496,67	2496,67	0,00	1,90
108	149800000	535	149,8			2496,67	2496,67	0,00	1,80
109	149800000	540	149,8			2496,67	2496,67	0,00	1,70
110	149800000	545	149,8			2496,67	2496,67	0,00	1,61
111	149800000	550	149,8			2496,67	2496,67	0,00	1,52
112	149800000	555	149,8			2496,67	2496,67	0,00	1,44
113	149800000	560	149,8			2496,67	2496,67	0,00	1,36
114	149800000	565	149,8			2496,67	2496,67	0,00	1,29
115	149800000	570	149,8			2496,67	2496,67	0,00	1,22
116	149800000	575	149,8			2496,67	2496,67	0,00	1,15
117	149800000	580	149,8			2496,67	2496,67	0,00	1,09
118	149800000	585	149,8			2496,67	2496,67	0,00	1,03
119	149800000	590	149,8			2496,67	2496,67	0,00	0,97
120	149800000	595	149,8			2496,67	2496,67	0,00	0,92
121	149800000	600	149,8			2496,67	2496,67	0,00	0,87
122	149800000	605	149,8			2496,67	2496,67	0,00	0,82
123	149800000	610	149,8			2496,67	2496,67	0,00	0,78
124	149800000	615	149,8			2496,67	2496,67	0,00	0,74
125	149800000	620	149,8			2496,67	2496,67	0,00	0,70
126	149800000	625	149,8			2496,67	2496,67	0,00	0,66
127	149800000	630	149,8			2496,67	2496,67	0,00	0,62
128	149800000	635	149,8			2496,67	2496,67	0,00	0,59
129	149800000	640	149,8			2496,67	2496,67	0,00	0,56

130	149800000	645	149,8			2496,67	2496,67	0,00	0,53
131	149800000	650	149,8			2496,67	2496,67	0,00	0,50
132	149800000	655	149,8			2496,67	2496,67	0,00	0,47
133	149800000	660	149,8			2496,67	2496,67	0,00	0,45
134	149800000	665	149,8			2496,67	2496,67	0,00	0,42
135	149800000	670	149,8			2496,67	2496,67	0,00	0,40
136	149800000	675	149,8			2496,67	2496,67	0,00	0,38
137	149800000	680	149,8			2496,67	2496,67	0,00	0,36
138	149800000	685	149,8			2496,67	2496,67	0,00	0,34
139	149800000	690	149,8			2496,67	2496,67	0,00	0,32
140	149800000	695	149,8			2496,67	2496,67	0,00	0,30
141	149800000	700	149,8			2496,67	2496,67	0,00	0,29
142	149800000	705	149,8			2496,67	2496,67	0,00	0,27
143	149800000	710	149,8			2496,67	2496,67	0,00	0,26
144	149800000	715	149,8			2496,67	2496,67	0,00	0,24
145	149800000	720	149,8			2496,67	2496,67	0,00	0,23
									$\Sigma Q_u=4722,96$ m ³ /s
						1416887,63	m ³		
						0,01			

Conferindo:

A soma das vazões na última coluna Q_u é 4726,96m³/s

O volume do runoff na hidrorama unitario será:

Volume runoff= $\Delta t \cdot \Sigma Q_u = 5 \text{ min} \times 60 \times 4726,96 = 1.416.888 \text{ m}^3$.

Como a area da bacia tem 149,8km² então teremos:

$1,416.888\text{m}^3 / (149,8 \times 100\text{ha} \times 10000\text{m}^2) = 0,01\text{m}$ que é o 1cm

113.4 Método de Clark conforme Gupta, 2008

O balanço de massa é:

$$dS/dt = I_t - Q_t$$

Sendo:

dS/dt = variação no armazenamento

I_t = média da vazão de entrada no tempo t

Q_t = média da vazão de saída no tempo t .

Considerando que o reservatório tenha um modelo linear de armazenamento para um particular tempo t relativa a vazão de saída é:

$$S_t = K \cdot Q$$

Sendo:

K = constante que representa os efeitos de armazenamento da bacia e geralmente representado pelo tempo de translação t_L .

Combinando as equações acima teremos:

$$Q_t = C_1 \cdot I_t + C_2 \cdot Q_{t-1}$$

$$C_1 = \Delta t / (K_s + 0,5 \cdot \Delta t)$$

$$C_2 = 1 - C_1$$

No tempo Δt tomamos a média:

$$Q_t = (Q_{t-1} + Q_t) / 2$$

Exemplo 113.2

Calcular o hidrograma unitário sintético de Clark para uma bacia com $t_c=3h$, $CN=80$, área $25,8km^2$, declividade média $S=0,025m/m$, comprimento do talvegue $L=3960m$ com intervalo $\Delta t=0,5h$ para usar com chuva excedente com intervalo de $1h$.

$$K = 0,6 \times t_c = 0,6 \times 3 = 1,8h$$

$$\Delta t = 0,5h$$

$$C_1 = \Delta t / (K_s + 0,5 \cdot \Delta t)$$

$$C_1 = 0,5 / (1,8 + 0,5 \times 0,5) = 0,244$$

$$C_2 = 1 - C_1 = 1 - 0,24 = 0,756$$

Vamos colocar os cálculos na Tabela (113.8) e vamos explicar coluna por coluna.

Coluna 1: Intervalo de tempo

Colocamos o intervalo de tempo de maneira que seja compatível depois com a precipitação excedente para fazer a convolução.

No caso o intervalo de tempo é $\Delta t=0,5h$.

Coluna 2: Cálculos das áreas acumuladas.

Akan, 2003 usa as áreas acumuladas pode ser estimada pelas seguintes equações conforme USACE, 1987:

$$Ac = 1,414 \cdot A \cdot (t/t_c)^{1,5} \quad \text{para} \quad 0 \leq t/t_c < 0,5$$

$$Ac = A[1 - 1,414(1 - t/t_c)^{1,5}] \quad \text{para} \quad 0,5 \leq t/t_c \leq 1,0$$

Sendo:

Ac = área acumulada (m^2)

t = tempo (min)

t_c = tempo de concentração (min)

A = área total (m^2)

Coluna 3- Área da bacia em m^2 que contribui para a vazão na seção de saída no intervalo de tempo.

É a diferença da linha 2 com a anterior. Assim $6993598m^2$ menos a anterior $2472610m^2$ nos fornecerá $4520988m^2$.

Coluna 4- É a vazão obtida multiplicando a coluna (3) por 1cm (0,01m) de chuva excedente e dividindo o resultado por $\Delta t=0,5h$, só que colocando em segundos.

Assim:

$$2472610 \times 0,01 / (0,5 \times 60 \times 60) = 13,74$$

Coluna 5- É o cálculo da vazão de saída através do *routing*.

Usamos a equação:

$$Q_t = C_1 \cdot I_t + C_2 \cdot Q_{t-1}$$
$$Q_t = 0,244 \cdot I_t + 0,756 Q_{t-1}$$

Para o tempo $t=0,5h$ temos:

$$Q_t = 0,24 \cdot I_t + 0,76 Q_{t-1}$$
$$Q_t = 0,244 \times 13,74 + 0,756 \times 0 = 3,35$$

Coluna 6- Média de duas linhas dos valores Q_t da coluna 5.

Assim $= (3,35 + 0) / 2 = 1,68$

Coluna 7- É o deslocamento (lagged) da duração desejada e no caso é de uma hora.

Observar que o valor 1,68 da coluna 7 está deslocado 1h do valor 1,68 da coluna (6).

Coluna 8-É a média da coluna (6) mais a coluna (7) e se obtém o hidrograma unitário sintético de Clark

Assim o valor 0,8= (1,68+0)/2

Tabela 113.8- Cálculos do Método de Clark conforme Gupta, 2008

				tc(h)=	3		
				K(h)=	1,8	Δt (h)=	0,5
	Area (km ²)=	25,7				C ₁ =	0,244
	Area (m ²)=	25700000				C ₂ =	0,756
						Lagged=	1h
				0,01/(0,50x60x60)			
						Lagged	
Tempo (h)	Area (m ²)	ΔA (m ²)	It (m ³ /s/cm)	Qt (m ³ /s/cm)	QIUH (m ³ /s/cm)	QIH (m ³ /s/cm)	Q1h (m ³ /s/cm)
1	2	3	4	5	6	7	8
0,0	0,000	0	0	0	0	0	0,0
0,5	2472610	2472610	13,74	3,35	1,68	0	0,8
1,0	6993598	4520988	25,12	8,66	6,00	0	3,0
1,5	12851940	5858343	32,55	14,49	11,57	1,68	6,6
2,0	18706402	5854462	32,52	18,89	16,69	6,00	11,3
2,5	23227390	4520988	25,12	20,41	19,65	11,57	15,6
3,0	25700000	2472610	13,74	18,78	19,59	16,69	18,1
3,5	25700000	0	0	14,20	16,49	19,65	18,1
4,0	25700000	0	0	10,74	12,47	19,59	16,0
4,5	25700000	0	0	8,12	9,43	16,49	13,0
5,0	25700000	0	0	6,14	7,13	12,47	9,8
5,5	25700000	0	0	4,64	5,39	9,43	7,4
6,0	25700000	0	0	3,51	4,07	7,13	5,6
6,5	25700000	0	0	2,65	3,08	5,39	4,2
7,0	25700000	0	0	2,01	2,33	4,07	3,2
7,5	25700000	0	0	1,52	1,76	3,08	2,4
8,0	25700000	0	0	1,15	1,33	2,33	1,8
8,5	25700000	0	0	0,87	1,01	1,76	1,4
9,0	25700000	0	0	0,66	0,76	1,33	1,0
9,5	25700000	0	0	0,50	0,58	1,01	0,8
10,0	25700000	0	0	0,37	0,44	0,76	0,6

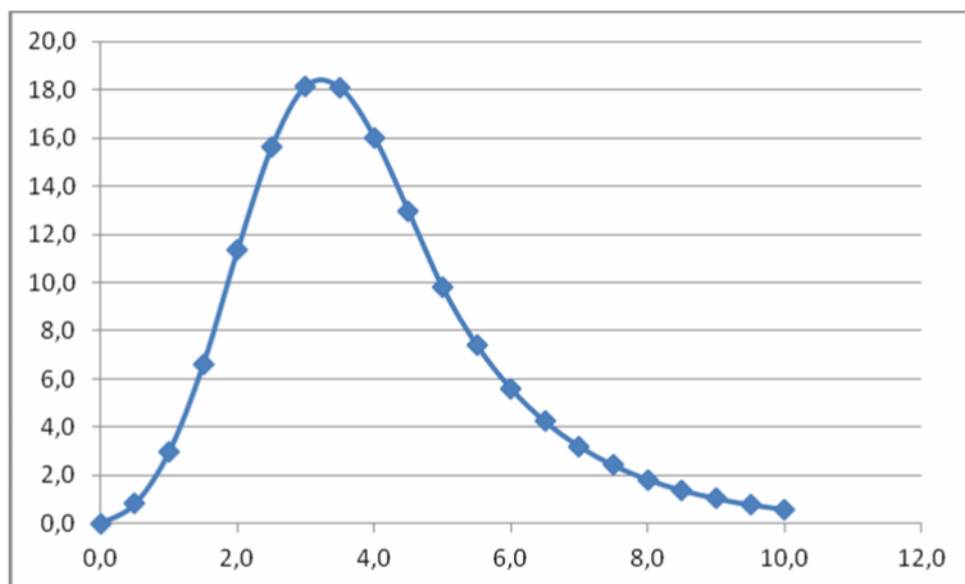


Figura 113.5- Diagrama unitário sintético de Clark

Com o hidrograma unitário sintético de Clark e tendo a chuva excedente, podemos fazer a convolução e calcular o hidrograma de saída na seção considerada.

Exemplo 113.3

Calcular o hidrograma unitário sintético de Clark para uma bacia com $t_c=10h$, , área $595km^2$, com intervalo $\Delta t=0,5h$ para usar com chuva excedente com intervalo de 1h.

$$K = 0,6 \times t_c = 0,6 \times 10 = 6,0h$$

$$\Delta t = 0,5h$$

$$C_1 = \Delta t / (K_s + 0,5 \cdot \Delta t)$$

$$C_1 = 0,5 / (6,0 + 0,5 \times 0,5) = 0,080$$

$$C_2 = 1 - C_1 = 1 - 0,080 = 0,920$$

Tabela 113.9- Cálculos do Método de Clark conforme Gupta, 2008

				$t_c(h)=$	10		
				$K(h)=$	6	$\Delta t (h)=$	0,5
	Area (km2)=	595				$C_1=$	0,080
	Area (m2)=	595000000				$C_2=$	0,920
						Lagged=	1h
				0,01/(0,50x60x60)			
						Lagged	
Tempo (h)	Area (m2)	ΔA (m2)	I_t (m3/s/cm)	Q_t (m3/s/cm)	Q_{IUH} (m3/s/cm)	Q_{IH} (m3/s/cm)	Q_{1h} (m3/s/cm)
1	2	3	4	5	6	7	8
0,0	0,000	0	0	0	0	0	0,0
0,5	9406355	9406355	52,26	4,18	2,09	0	1,0
1,0	26605191	17198835	95,55	11,49	7,84	0	3,9
1,5	48876856	22271666	123,73	20,47	15,98	2,09	9,0
2,0	75250843	26373987	146,52	30,55	25,51	7,84	16,7
2,5	105166250	29915407	166,20	41,41	35,98	15,98	26,0
3,0	138244626	33078376	183,77	52,79	47,10	25,51	36,3
3,5	174208139	35963513	199,80	64,55	58,67	35,98	47,3
4,0	212841525	38633386	214,63	76,56	70,56	47,10	58,8
4,5	253971595	41130070	228,50	88,72	82,64	58,67	70,7
5,0	297544926	43573331	242,07	100,98	94,85	70,56	82,7
5,5	341028405	43483479	241,57	112,23	106,61	82,64	94,6
6,0	382158475	41130070	228,50	121,53	116,88	94,85	105,9
6,5	420791861	38633386	214,63	128,98	125,26	106,61	115,9
7,0	456755374	35963513	199,80	134,65	131,81	116,88	124,3
7,5	489833750	33078376	183,77	138,58	136,61	125,26	130,9
8,0	519749157	29915407	166,20	140,79	139,68	131,81	135,7
8,5	546123144	26373987	146,52	141,24	141,02	136,61	138,8
9,0	568394809	22271666	123,73	139,84	140,54	139,68	140,1
9,5	585593645	17198835	95,55	136,30	138,07	141,02	139,5
10,0	595000000	9406355	52,26	129,58	132,94	140,54	136,7
10,5	595000000	0	0,00	119,21	124,39	138,07	131,2
11,0	595000000	0	0,00	109,67	114,44	132,94	123,7
11,5	595000000	0	0,00	100,90	105,29	124,39	114,8

Curso de Manejo de águas pluviais

Capítulo 113- Metodo de Clark

Engenheiro Plínio Tomaz 19 de novembro de 2012 pliniotomaz@uol.com.br

12,0	595000000	0	0,00	92,83	96,86	114,44	105,7
12,5	595000000	0	0,00	85,40	89,11	105,29	97,2
13,0	595000000	0	0,00	78,57	81,99	96,86	89,4
13,5	595000000	0	0,00	72,28	75,43	89,11	82,3
14,0	595000000	0	0,00	66,50	69,39	81,99	75,7
14,5	595000000	0	0,00	61,18	63,84	75,43	69,6
15,0	595000000	0	0,00	56,29	58,73	69,39	64,1
15,5	595000000	0	0,00	51,78	54,04	63,84	58,9
16,0	595000000	0	0,00	47,64	49,71	58,73	54,2
16,5	595000000	0	0,00	43,83	45,74	54,04	49,9
17,0	595000000	0	0,00	40,32	42,08	49,71	45,9
17,5	595000000	0	0,00	37,10	38,71	45,74	42,2
18,0	595000000	0	0,00	34,13	35,61	42,08	38,8
18,5	595000000	0	0,00	31,40	32,76	38,71	35,7
19,0	595000000	0	0,00	28,89	30,14	35,61	32,9
19,5	595000000	0	0,00	26,58	27,73	32,76	30,2
20,0	595000000	0	0,00	24,45	25,51	30,14	27,8
20,5	595000000	0	0,00	22,49	23,47	27,73	25,6
21,0	595000000	0	0,00	20,69	21,59	25,51	23,6
21,5	595000000	0	0,00	19,04	19,87	23,47	21,7
22,0	595000000	0	0,00	17,52	18,28	21,59	19,9
22,5	595000000	0	0,00	16,11	16,82	19,87	18,3
23,0	595000000	0	0,00	14,83	15,47	18,28	16,9
23,5	595000000	0	0,00	13,64	14,23	16,82	15,5
24,0	595000000	0	0,00	12,55	13,09	15,47	14,3
24,5	595000000	0	0,00	11,54	12,05	14,23	13,1
25,0	595000000	0	0,00	10,62	11,08	13,09	12,1
25,5	595000000	0	0,00	9,77	10,20	12,05	11,1
26,0	595000000	0	0,00	8,99	9,38	11,08	10,2
26,5	595000000	0	0,00	8,27	8,63	10,20	9,4
27,0	595000000	0	0,00	7,61	7,94	9,38	8,7
27,5	595000000	0	0,00	7,00	7,30	8,63	8,0
28,0	595000000	0	0,00	6,44	6,72	7,94	7,3
28,5	595000000	0	0,00	5,92	6,18	7,30	6,7
29,0	595000000	0	0,00	5,45	5,69	6,72	6,2
29,5	595000000	0	0,00	5,01	5,23	6,18	5,7
30,0	595000000	0	0,00	4,61	4,81	5,69	5,3
30,5	595000000	0	0,00	4,24	4,43	5,23	4,8
31,0	595000000	0	0,00	3,90	4,07	4,81	4,4
31,5	595000000	0	0,00	3,59	3,75	4,43	4,1
32,0	595000000	0	0,00	3,31	3,45	4,07	3,8
32,5	595000000	0	0,00	3,04	3,17	3,75	3,5
33,0	595000000	0	0,00	2,80	2,92	3,45	3,2
33,5	595000000	0	0,00	2,57	2,69	3,17	2,9
34,0	595000000	0	0,00	2,37	2,47	2,92	2,7
34,5	595000000	0	0,00	2,18	2,27	2,69	2,5

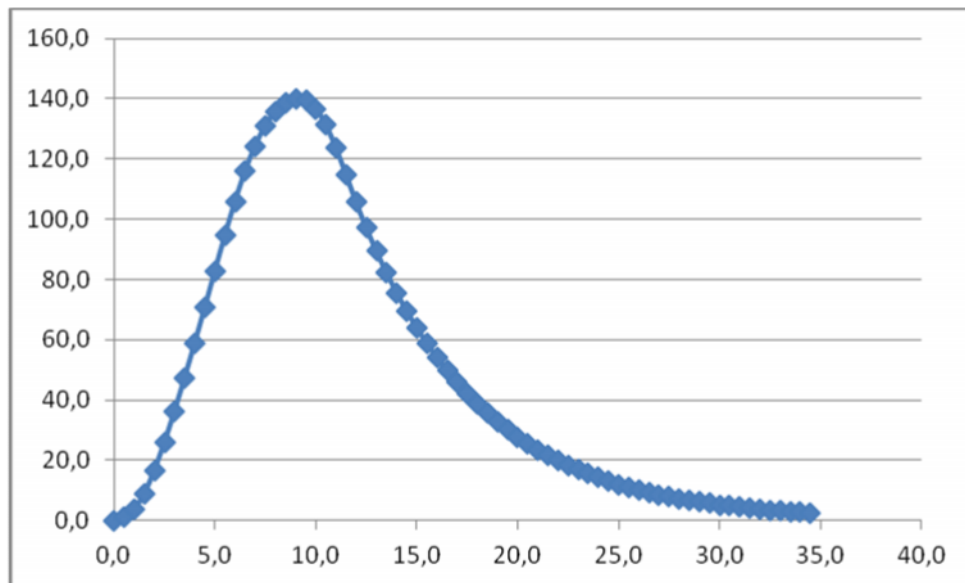


Figura 113.6- Diagrama unitario sintético de Clark

113.5 Equações de chuvas intensas

Deverá ser usada a equação de chuvas intensas local.

113.6 Hietograma de chuva

Usamos o hietograma de Huff.

113.7 Chuva excedente pelo número da curva CN

Praticamente todos os métodos usam para calcular a chuva excedente o número da curva CN.

113.8 Método Santa Bárbara

O método Santa Bárbara foi baseado no método de Clark.

113.9 Coeficiente de armazenamento de Clark K

A Figura (113.7) mostra como se calcula o valor de K considerando medição local.

Quando tivermos rios próximos que possuam o coeficiente K poderemos utilizá-los nos cálculos e quando não tivermos nenhuma medição estimamos o valor de $K=0,6.t_c$.

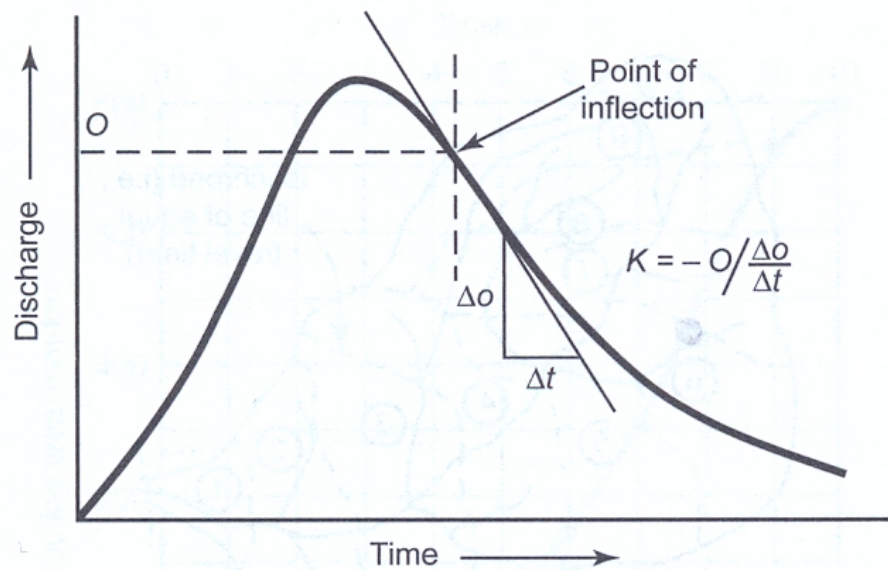


Figura 113.7- Determinação do coeficiente de armazenamento K de Clark
Fonte: Gupta, 2008

Na Figura (113.7) temos a determinação de $K=8h$ e na Tabela (113.8) estão vários valores do coeficiente de armazenamento K sendo a média de 9h.

Observar que o t_c médio é de 14h e caso fossemos fazer estimativa $K=0,6.t_c=0,6 \times 14= 8,4h$ que é aproximadamente a 9h obtido. Isto mostra a boa estimativa que Akan, 2003 e que foi o objeto principal do nosso estudo.

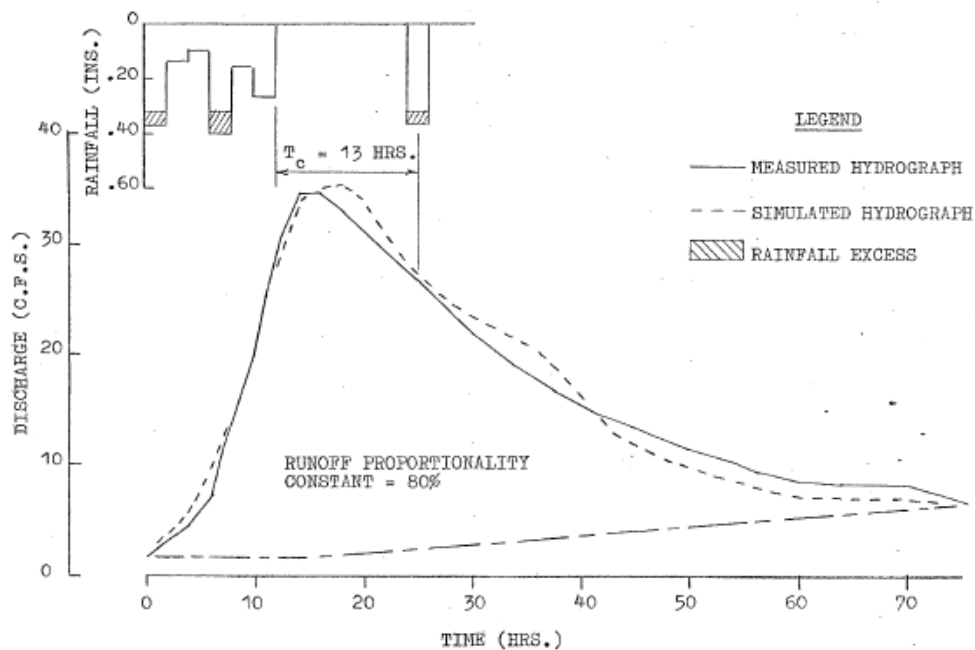


Figura 113.8- Determinação do coeficiente de armazenamento K de Clark
Fonte: Higson, 1969

Tabela 113-8- Valores achados de K através de medições e valor médio.
Fonte: Higson, 1969

VALUES OF THE RUNOFF STORAGE CONSTANT, BASE FLOW STORAGE CONSTANT
 AND TIME OF CONCENTRATION FOR THE GREEN RIVER AND NORTH
 NASHWAAKSIS STREAM USED IN CLARK'S METHOD

Date of Storm	Runoff Storage Constant (Hrs)	Base Flow Storage Constant (Hrs)	Time of Concen- tration (Hrs)
<u>Green River:</u>			
19 May 66	22.0	200	59
<u>North Nashwaaksis Stream:</u>			
17 Jun 67	8.0	62	15
3 Jul 67	8.0	30	17
2 Sep 67	8.8	24	8
23 Sep 67	9.8	113	13
29 Sep 67	12.0	114	10
Average	9.0	120	14

113.10 Bibliografia e livros recomendados

- AKAN, A. OSMAN E HOUGHTALEN, ROBERT J. *Urban Hydrology, hydraulics and stomwater quality*. Editora John Wiles& Sons, 2003, 371 páginas.áginas.ISBN 0-471-43158-3 USA
- ASCE (AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS). *Hydrology Handbook*. 2a ed.1996, 784 páginas. ISBN 07844-0138-1
- BEDIENT, PHILIP B. et al. *Hydrology and floodplain analysis*. 4a ed. Prentice-Hall,795 páginas, 2008, ISBN 13-97809-0-13-174589-6.
- GUPTA, RAM S. *Hydrology and hydraulic systems*. 3a ed. Editora Waveland, 2008, 896 páginas, ISBN 1-57766-455-8
- HIGSON, KENNETH RUSSEL. *An evaluation of instantaneous unit hydrograph methods with a study os selected basins in the Saint John River Valley*, Tese de doutoramento, abril, 1969, 92 páginas, University of New Brunswick.
- PONCE, VICTOR MIGUEL. *Engineering Hydrology- principles and practices*. Prentice Hall, 1989, 640 páginas, ISBN 0-13-315466-1
- PORTO, RUBEM LA LAINA et al. *Escoamento superficial*. EPUSP, 1999, São Paulo Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária PHD 307- Hidrologia Aplicada.
- TUCCI, CARLOS E. M. et al. *Drenagem Urbana*. ABRH, UFRS Porto Alegre, 1995,428 páginas. ISBN 85-7025-364-8
- WANIELISTA, MARTIN et al. *Hydrology- Water Quantity and quality control*. 2a ed. John Wiley & Sons, 1997, John Wiley & Sons, 1997, 567 páginas, ISBN 0-471-072559-.

Capítulo 114

Método de Snyder

Capítulo 114- Método de Snyder

114.1 Introdução

Segundo prof. dr. Victor M. Ponce, o método de Snyder foi o primeiro hidrograma unitário sintético que foi feito no mundo em 1938 por F.F. Snyder.

O método de Snyder foi feito para bacias muito grandes e foi baseado nas bacias das montanhas dos Apalaches nos Estados Unidos.

Chow, 1988 sugere que o Método de Snyder é para bacias de 30km² a 30.000km².

McCuen, 1998 recomenda a **calibração dos coeficientes**.

Quando não temos medidas para calibrar a bacia, **é recomendado que se use uma bacia perto ou similar de onde são conhecidos os coeficientes**.

114.2 Hidrograma unitário sintético de Snyder

Conforme McCuen, 1998 o método de Snyder prevê as seguintes equações:

$$t_L = 0,75.Ct . (L . L_{CA})^{0,3}$$

Sendo:

t_L = tempo do centroide até a seção de controle (h)

Ct = coeficiente empírico de armazenamento na bacia e varia de 1,35 a 1,65 com média 1,5 para unidades SI.

L = comprimento do talvegue (km)

L_{CA} = comprimento do centro da bacia no ponto perto do talvegue até a seção de controle (km)

Cuidado: Ponce, 1989 ressalta que Ct depende da unidade adotada.

$$t_L = 0,75.Ct . (L . L_{CA})^{0,3}$$

A duração padrão do escoamento superficial é achada empiricamente pela equação:

$$t_d = t_L / 5,5$$

Sendo:

t_d = duração padrão (h)

t_L = tempo do centroide até a seção de controle (h)

Os valores ajustados de t_{La} para outras durações de chuva excedente pode ser obtido por:

$$t_{La} = t_L + 0,25 (t_{da} - t_d)$$

Sendo:

t_{da} = duração alternativa do hidrograma unitário (h)

t_L = tempo do centroide até a seção de controle (h)

t_d = duração padrão (h)

t_{La} = valor ajustado (h)

O tempo de pico t_p é achado da seguinte maneira:

$$t_p = t_{La} + 0,5 t_{da}$$

Sendo:

t_p = tempo de pico (h)

t_d = duração padrão (h)

t_{La} = valor ajustado (h)

A vazão de pico Q_p será:

$$Q_p = 2,75 \times C_p \times A / t_{La}$$

Sendo:

Q_p = vazão de pico ($m^3/s/cm$)

C_p = coeficiente empírico entre 0,56 a 0,69 conforme Ponce, 1989.

Uehara para bacias rurais em São Paulo achou $C_p=0,67$.

O SCS usa $C_p=0,75$.

Nota: os valores C_p e C_t são parametros regionais que devem ser calibrados ou obtidos em bacias simulares que possuam medições;

A = área da bacia (km^2)

Ponce, 1989 recomenda expressamente que os coeficientes C_t e C_p são determinadados em base regional.

Para desenhar o hidrograma unitário sintético, Snyder criou dois parametros W_{50} e W_{75} que representam a largura do hidrograma unitário sintético para vazões 50% do pico e 75% do pico.

Conforme Porto et al, 1999 teremos:

$$W_{50} = 2,14 (A/Q_p)^{1,08}$$

$$W_{75} = 1,22 (A/Q_p)^{1,08}$$

Sendo:

A = área da bacia (km^2)

Q_p = vazão de pico ($m^3/s/m$)

W_{50} = largura do hidrograma unitário para 50% da vazão de pico em horas

W_{75} = largura do hidrograma unitário para 75% da vazão de pico em horas

Como regra prática as larguras W_{50} e W_{75} são proporcionais para cada lado do pico de vazão na razão de 1:3, sendo o trecho menor no lado esquerdo do hidrograma unitário sintético.

Conforme Porto et al, 1999 o tempo base é determinado pela equação:

$$t_b = 11,2 \cdot \frac{A}{Q_p} - W_{75} - 1,5 W_{50}$$

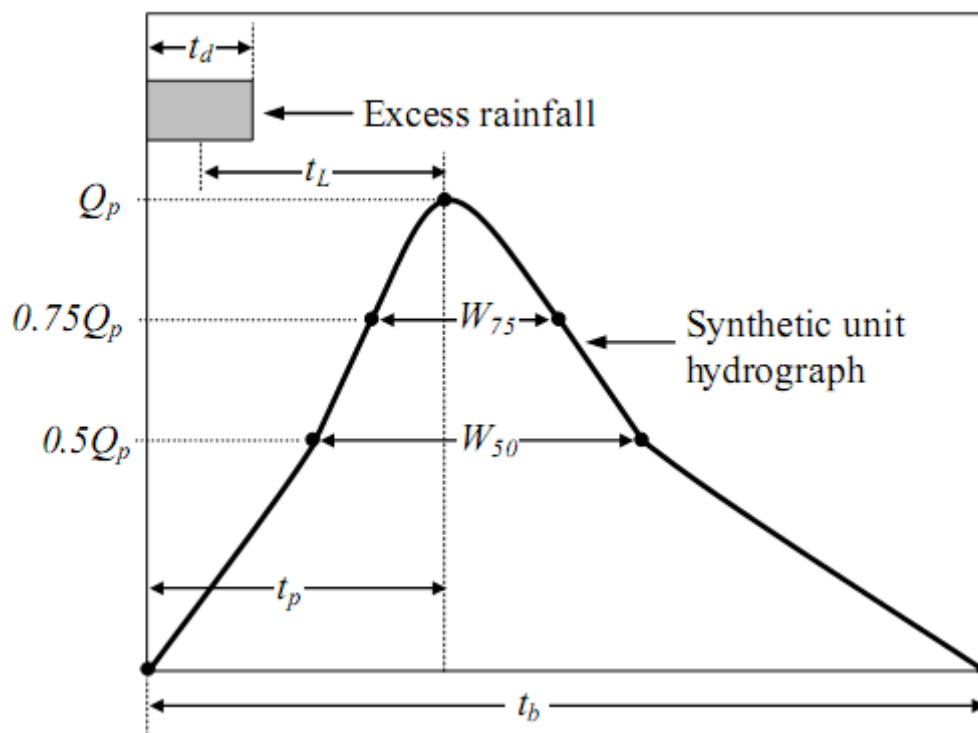
Sendo:

t_b = tempo base (dias)

t_L = tempo do centroide até a seção de controle (h)

A chuva excedente é considerada de 1cm, que deve ser multiplicado pelos valores obtidos no hidrograma unitário sintético.

Porto, recomenda que quando a bacia é grande usamos os 7 pontos para traçar o hidrograma, mas quando a bacia é pequena usamos somente 3 pontos.



Para se desenhar o hidrograma unitario pelo método de Snyder temos que usar os sete pontos:

Tabela 114.1- Localização dos sete pontos para traçar o hidrograma unitario pelo método de Snyder

Ponto	Abcissa	Ordenada
1	0	0
2	$t_{La} - (1/3)W_{50}$	0,5Qp
3	$t_{La} - (1/3)W_{75}$	0,75Qp
4	t_{La}	Qp
5	$t_{La} + (2/3)W_{75}$	0,75Qp
6	$t_{La} + (2/3)W_{50}$	0,50Qp
7	tb	0

114.4 Equações de chuvas intensas

Deverá ser usada a equação de chuvas intensas local,

114.5 Hietograma de chuva

Usamos o hietograma de Huff.

114.6 Chuva excedente pelo numero da curva CN

Praticamente todos os métodos usam para calcular a chuva excedente o número da curva CN

Exemplo 114.1 McCuen adaptado para unidades SI e hidrograma conforme Porto.

Achar o hidrograma unitário baseado no Método de Snyder para uma bacia com 6151 km², comprimento do talvegue de 137,6 km, comprimento do centro da bacia até a seção de controle de 65,6km. Adotar Ct=2,0 e Cp=0,5.

$$t_L = 0,75 \times C_t \times (L \cdot L_{CA})^{0,3}$$

$$t_L = 0,75 \times 2,0 \times (137,6 \times 65,6)^{0,3}$$

$$t_L = 23,1h$$

$$t_d = t_L / 5,5$$

$$t_d = 23,1 / 5,5 = 4,2h$$

Adotando chuva unitária de duração t_{da}=4h,

$$t_{La} = t_L + 0,25 (t_{da} - t_d)$$

$$t_{La} = 23,1 + 0,25 (4,0 - 4,2) = 23,00h$$

$$t_p = t_{La} + 0,5 t_{da}$$

$$t_p = 23 + 0,5 \times 4 = 25 h$$

$$Q_p = 2,75 \times C_p \times A / t_{La}$$

$$Q_p = 2,75 \times 2,00 \times 6151 / 23 = 367,62 \text{ m}^3/\text{s}/\text{cm}$$

$$W_{50} = 2,14 (A/Q_p)^{1,08}$$

$$W_{50} = 2,14 (6151/367,62)^{1,08}$$

$$W_{50} = 44,9 h$$

$$W_{75} = 1,22 (A/Q_p)^{1,08}$$

$$W_{75} = 1,22 (6151/367,62)^{1,08}$$

$$W_{75} = 25,6h$$

$$t_b = 11,2 \cdot A/Q_p - W_{75} - 1,5 W_{50}$$

$$t_b = 11,2 \times 6151 / 367,62 - 25,6 - 1,5 \times 44,9 = 93,2h$$

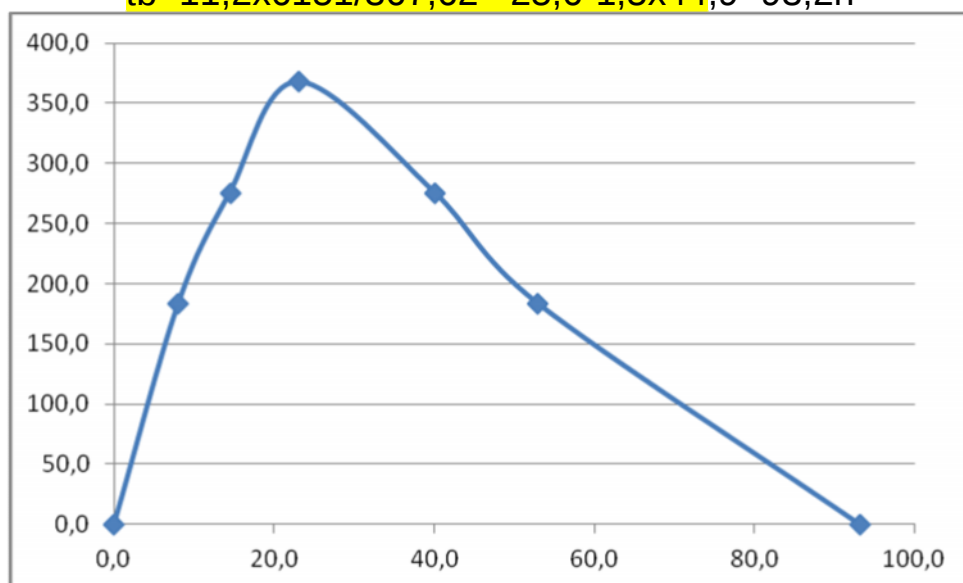


Figura 114.1- Hidrograma unitário do método de Snyder para a bacia do exemplo sendo o tempo em horas e ordenada em m³/s/cm

Tabela 114.2- Cálculo do método de Snyder

	McCuen adotado para unidades SI	
	Dados:	
	Area da bacia (km ²)=	6151
	Comprimento do talvegue (km)=	137,6
	Comprimento do centroide até a seção de controle (km)=	65,6
	Ct=coeficiente empirico de armazenando.Varia 1,8 a 2,2	1,5
	Cp= coeficiente empirico entre 0,5 a 0,7. Kokei Cp=0,67	0,5
	t _L = tempo do centroide até a seção de controle (h)	23,1
	t _d = duração padrao (h)	4,2
	t _{da} = duração alternativa do hidrograma unitario (h)	4
	t _{La} = valor ajustado (h)	23,0
	tp= tempo de pico (h)	25,0
	Qp= vazão de pico (m ³ /s/cm)	367,6
	tb= tempo base (h)	93,2
	W50	44,9
	W75	25,6
	Grafico	
Sete pontos	Abcissa (h)	Ordenada (m ³ /s/cm)
1	0,0	0,0
2	8,1	183,8
3	14,5	275,7
4	23,0	367,6
5	40,1	275,7
6	52,9	183,8
7	93,2	0,0

Exemplo 114.2- Victor Miguel Ponce

Tabela 114.3- Cálculo do método de Snyder

	Victor Miguel Ponce	
	Dados:	
	Area da bacia (km ²)=	400
	Comprimento do talvegue (km)=	25
	Comprimento do centroide até a seção de controle (km)=	10

	Ct=coeficiente empirico de armazenando.Varia 1,8 a 2,2	1,5
	Cp= coeficiente empirico entre 0,5 a 0,7. Kokei Cp=0,67	0,61
	t_L = tempo do centroide até a seção de controle (h)	7,86
	t_d = duração padrao (h)	1,4
	t_{da} = duração alternativa do hidrograma unitario (h)	4
	t_{La} = valor ajustado (h)	8,5
	t_p = tempo de pico (h)	10,5
	Q_p = vazão de pico ($m^3/s/cm$)	78,9
	t_b = tempo base (h)	30,8
	W50	12,4
	W75	7,0
	Grafico	
Sete pontos	Ordenada ($m^3/s/cm$)	Abcissa (h)
1	0,0	0,0
2	4,4	39,5
3	6,2	59,2
4	8,5	78,9
5	13,2	59,2
6	16,7	39,5
7	30,8	0,0

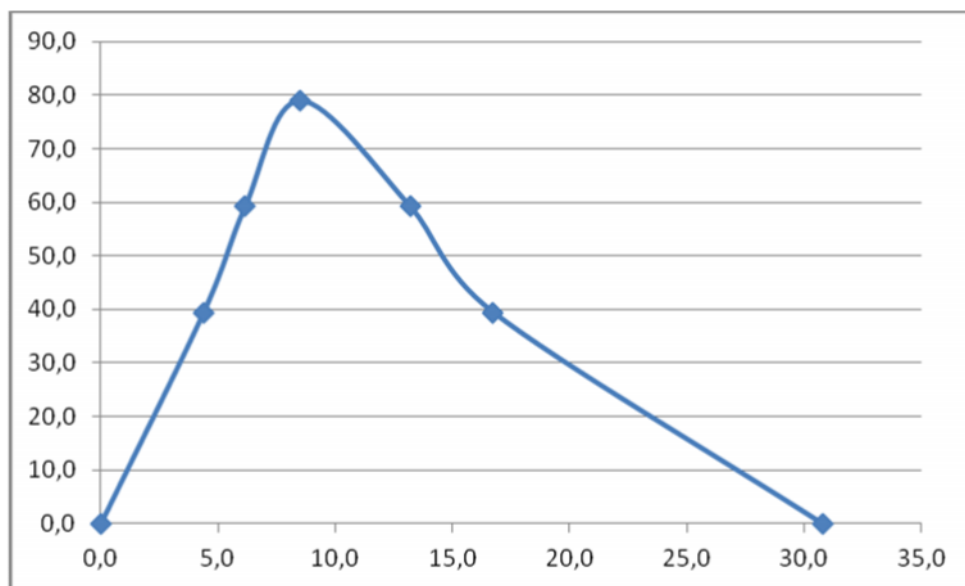


Figura 114.2- Hidrograma unitário do método de Snyder para a bacia do exemplo sendo o tempo em horas e ordenada em $m^3/s/cm$

Exemplo 114.3 Porto

Tabela 114.4 Cálculo do método de Snyder

	Porto, EPUSP	
	Dados:	
	Area da bacia (km ²)=	250
	Comprimento do talvegue (km)=	17
	Comprimento do centroide até a seção de controle (km)=	5
	Ct=coeficiente empirico de armazenando.Varia 1,35 a 1,65 com media 1,5	1,5
	Cp= coeficiente empirico entre 0,56 a 0,69. Kokei Cp=0,67	0,6
	t _L = tempo do centroide até a seção de controle (h)	5,7
	t _d = duração padrao (h)	1,0
	t _{da} = duração alternativa do hidrograma unitario (h)	1
	t _{La} = valor ajustado (h)	5,7
	tp= tempo de pico (h)	6,2
	Qp= vazão de pico (m ³ /s/cm)	72,6
	tb= tempo base (h)	21,6
	W50	8,1
	W75	4,6
	Grafico	
Sete pontos	Abcissa (h)	Ordenada (m ³ /s/cm)
1	0,0	0,0
2	3,0	36,3
3	4,1	54,5
4	5,7	72,6
5	8,8	54,5
6	11,0	36,3
7	21,6	0,0

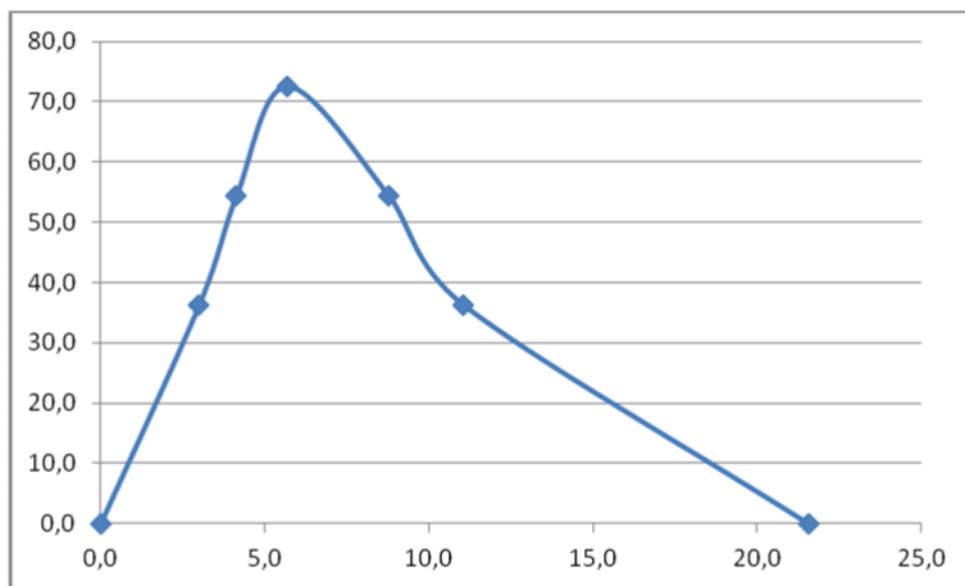


Figura 114.3- Hidrograma unitário do método de Snyder para a bacia do exemplo sendo o tempo em horas e ordenada em $m^3/s/cm$

114.7 Bibliografia e livros recomendados

- CHOW, VEN TE et al. *Applied hydrology*. McGraw-Hill, 1988, 572 páginas, ISBN 0-07-100174-3.
- GUPTA, RAM S. *Hydrology and hydraulic systems*. 3a ed. Editora Waveland, 896 páginas. ano 2008 ISBN 1-57766-455-8.
- MCCUEN, RICHARD H. *Hydrology analysis and design*, 2ª ed. Prentice Hall, 1998, New Jersey, ISBN 0-13-134958-9.
- NICKLOW/BOULOS/MULETA. *Comprehensive urban hydrologic modeling handbook for engineers and planners*. 376 paginas, ISBN 0-97455689-6-1. Chapter five- Surface runoff. 2006
- PONCE, VICTOR MIGUEL. *Engineering Hydrology- principles and practices*. Prentice-Hall, 1989, 640 páginas.
- PORTO, RUBEN LALAINA et al. *Hidrologia aplicada*. PHD-307- EPUSP, 1999.
- TUCCI, CARLOS E. M. et al. *Drenagem Urbana*. ABRH, UFRS Porto Alegre, 1995, 428 páginas. ISBN 85-7025-364-8

Capítulo 115

Método de Espey

Capítulo 115- Método de Espey

115.1 Introdução

Conforme Akan, 2003 Espey e Altman, 1978 criaram um método empírico para obter o hidrograma sintético unitário em bacias urbanas usando o tempo de 10min. O método foi obtido após o exame de 41 bacias em oito estados americanos.

O método de Espey utiliza o tempo de 10min e devido a isto é conhecido como **Método do hidrograma unitário de 10min de Espey**. É recomendado para bacias de 4ha a 39km².

115.2 Hidrograma unitário sintético de 10min de intervalo conforme Espey

O método de Espey prevê as seguintes equações:

$$\begin{aligned} S &= H / 0,8L \\ t_p &= 4,07 (L^{0,23} \Phi^{1,57}) / (S^{0,25} \times I^{0,18}) \\ Q_p &= 141,2 \times A^{0,96} / t_p^{1,07} \\ t_b &= 677 A / Q_p^{0,95} \\ W_{50} &= 107 A^{0,93} / Q_p^{0,92} \\ W_{50} &= 46 A^{0,79} / Q_p^{0,78} \end{aligned}$$

$$t_A = t_p - W_{50}/3$$

$$t_B = t_p - W_{75}/3$$

$$t_E = t_p + (2/3) W_{75}$$

$$t_F = t_p + (2/3) W_{50}$$

Sendo:

S= declividade media no canal (m/m)

H= diferença de nível da seção de controle e o ponto 0,8 x L

L= comprimento do talvegue (m)

I= area impermeável em porcentagem

t_p= tempo para ocorrer o pico da vazão (min)

Q_p= vazão de pico da descarga do diagrama unitária (m³/s/cm)

t_b=tempo base do diagrama unitário (min)

W₅₀= largura do diagrama unitário em 0,5 Q_p (min)

W₇₅= largura do diagrama unitário em 0,75 Q_p (min)

t_A= tempo em que a descarga é 0,5Q_p (min)

t_B= tempo em que a descarga é 0,75 Q_p (min)

t_E= tempo em que a descarga é 0,75Q_p na recessão (min)

t_F= tempo em que a descarga é 0,50 Q_p na recessão (min)

Φ= número adimensional obtido conforme Figura (115.1)

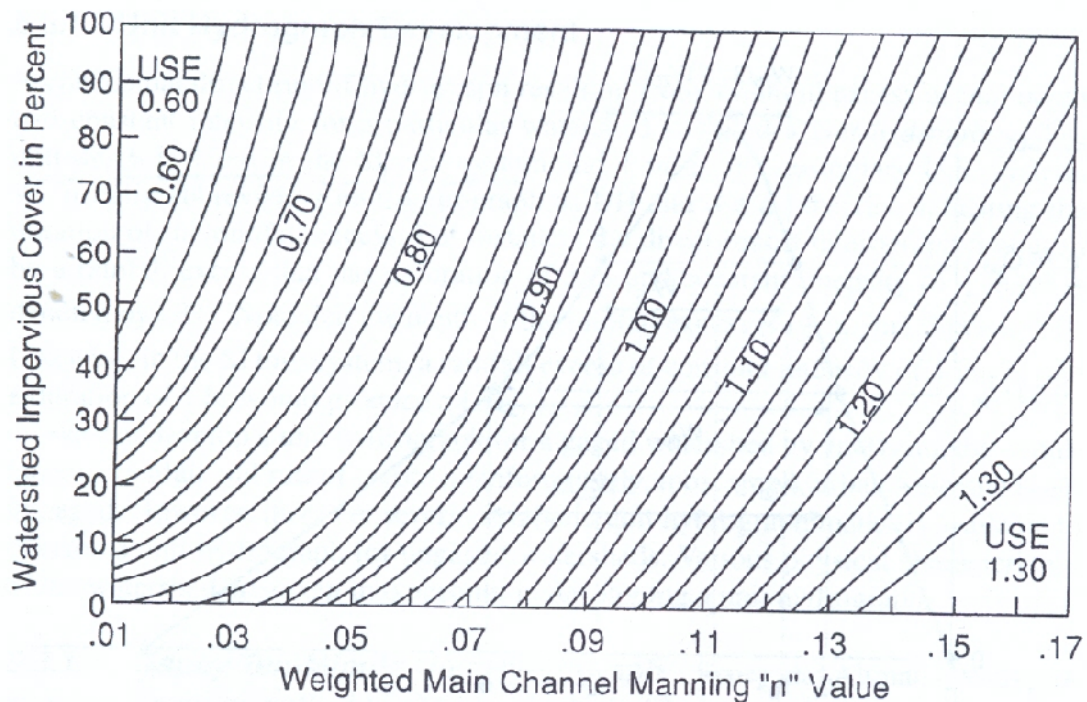


Figura 115.1- Valores de Φ conforme o a rugosidade de Manning n e a area impermeavel da bacia
 Fonte: Akan, 2003

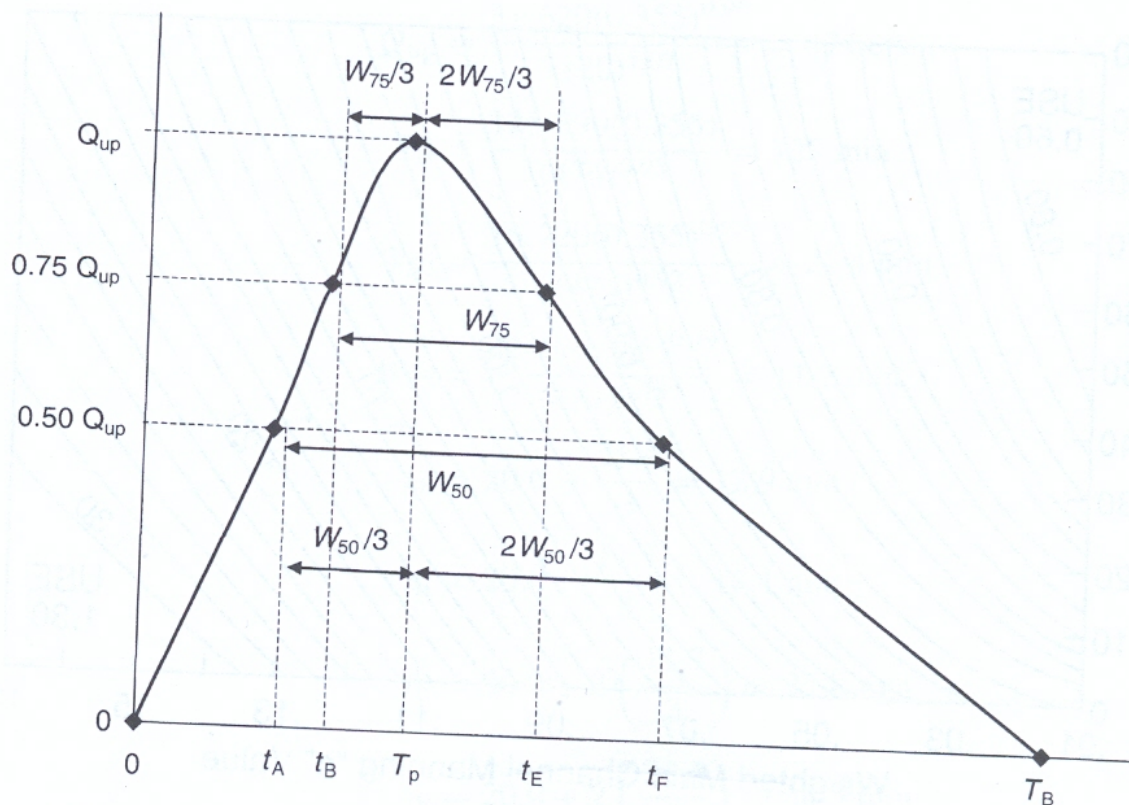


Figura 115.2- Elementos do hidrograma unitário de Espey conforme Akan, 2003.

Exemplo 115.1 – Adaptado de Akan, 2003

Dada uma bacia com $0,92\text{km}^2$, rugosidade de Manning $n=0,015$, área impermeável da bacia 43,8%, comprimento do talvegue de 2910m e diferença de nível de 20,1m. Achar o hidrograma unitário 10min de Espey.

$$S = H / 0,8L = 20,1 / (0,8 \times 2910) = 0,008634\text{m/m}$$

Verificando-se a Figura (115.1) entrando com $n=0,015$ e $AI= 43,8\%$ achamos
 $\Phi = 0,62$

$$tp = 4,07 (L^{0,23} \Phi^{1,57}) / (S^{0,25} \times I^{0,18})$$
$$tp = 4,07 (2910^{0,23} 0,62^{1,57}) / (0,008634^{0,25} \times 43,8^{0,18}) = 20,0\text{min}$$

$$Qp = 141,2 \times A^{0,96} / tp^{1,07}$$
$$Qp = 141,2 \times 0,92^{0,96} / 20^{1,07}$$
$$Qp = 5,29\text{m}^3/\text{s/cm}$$

$$Tb = 677 A / Qp^{0,95}$$
$$Tb = 677 \times 0,92 / 5,29^{0,95}$$
$$Tb = 128,04\text{min}$$

$$W_{50} = 107 A^{0,93} / Qp^{0,92}$$
$$W_{50} = 107 \times 0,92^{0,93} / 5,29^{0,92}$$
$$W_{50} = 21,40\text{min}$$

$$W_{75} = 46 A^{0,79} / Qp^{0,78}$$
$$W_{75} = 46 \times 0,92^{0,79} / 5,29^{0,78}$$
$$W_{75} = 11,75\text{min}$$

$$t_A = tp - W_{50}/3 = 20 - 21,40/3 = 12,86\text{min}$$

$$t_B = tp - W_{75}/3 = 20 - 11,75/3 = 16,07\text{min}$$

$$t_E = tp + (2/3) W_{75} = 20 + (2/3) \times 11,75 = 27,82\text{min}$$

$$t_F = tp + (2/3) W_{50} = 20 + (2/3) \times 21,40 = 34,26\text{min}$$

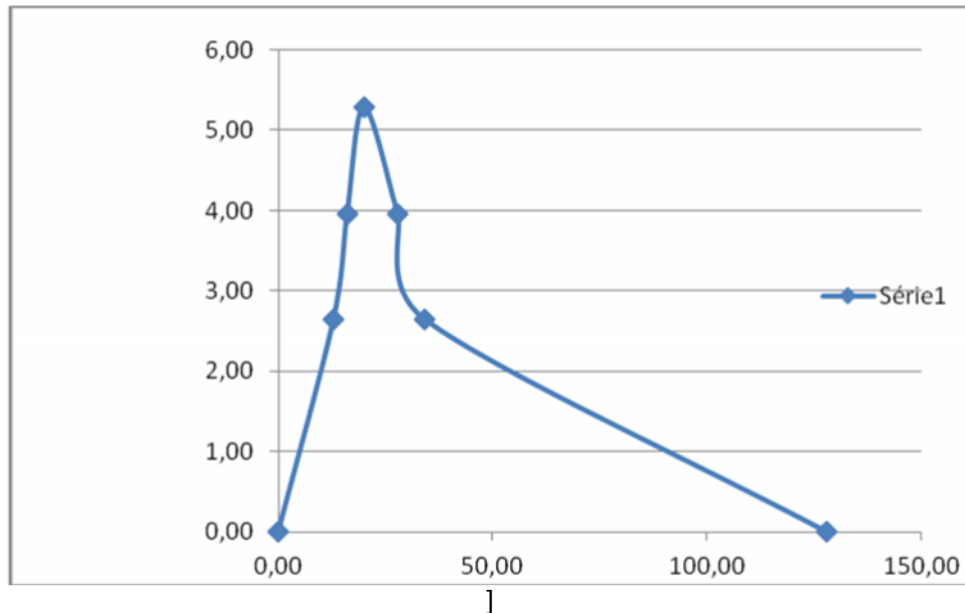


Figura 115-3- Hidrograma unitário 10min de Espey do exemplo

115.3 Equações de chuvas intensas

Deverá ser usada a equação de chuvas intensas local.

115.4 Hietograma de chuva

Usamos o hietograma de Huff.

115.5 Chuva excedente pelo número da curva CN

Praticamente todos os métodos usam para calcular a chuva excedente o número da curva CN

115.6 Convolução

Para se obter o hidrograma propriamente dito usamos o método da convolução usado no SCS, Snyder e Clark.

.

115.7 Bibliografia e livros recomendados

-AKAN, A. OSMAN E HOUGHTALEN, ROBERT J. *Urban Hydrology, hydraulics and stomwater quality*. Editora John Wiules& Sons, 2003, 371 páginas.áginas.ISBN 0-471-43158-3 USA

Capítulo 116

Hietograma pelo método de Yen e Chow, 1981

Sumário

Ordem	Assunto
	Capítulo 43 – Hietograma pelo Método de Chicago
116.1	Introdução
116.2	Aplicação prática

5 páginas

Capítulo 116 – Hietograma pelo método de Yen e Chow, 1980

116.1 Introdução

O objetivo é obter a precipitação em função do tempo, ou seja, o hietograma usando o método de Yen e Chow que segundo Mays, 2001 analisaram mais de 10.000 precipitações nos Estados Unidos.

A forma básica tem a forma triangular.

Baseia-se na equação:

$$I_p = 2P / t_d$$

Sendo:

I_p = intensidade da chuva (mm/h)

t_d = duração da chuva (h)

P = precipitação da chuva (mm)

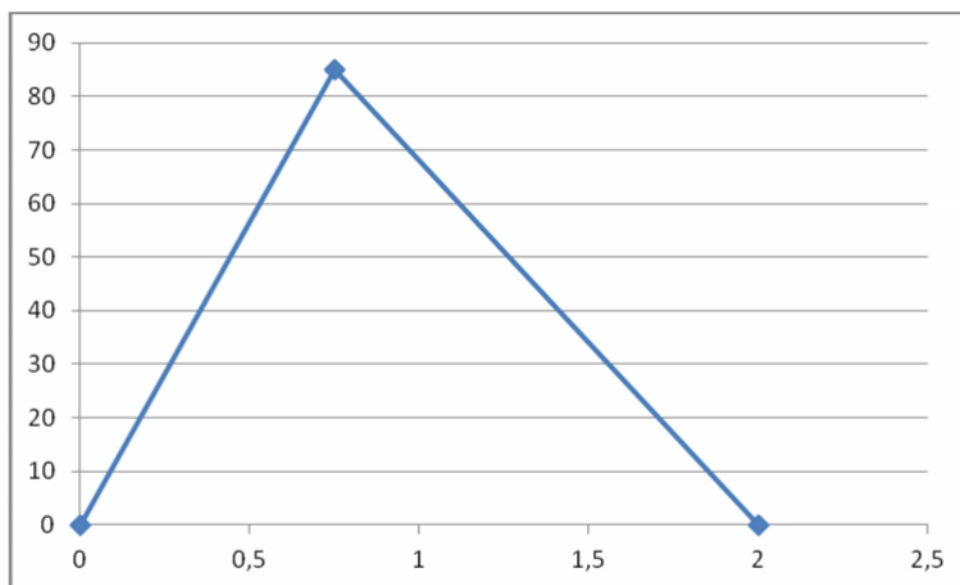


Figura 116.1- Esquema triangular do Hietograma usando o método de Yen e Chow, 1980

Exemplo 116.1

Dado a precipitação na RMSP para $T_r=25$ anos $P=85$ mm para chuva de duração de 2 horas. Achar a intensidade de pico I_p ;

$$I_p = 2P / t_d$$
$$I_p = 2 \times 85 / 2 = 85 \text{ mm/h}$$

116.2 Constante r

Yen e Chow, 1983 fizeram um mapa dos Estados Unidos com a constante r, porém não temos algo semelhante ao Brasil, restando somente uma relação aproximada e aceitável conforme Westphal, 2001:

$$r = 0,375 \cdot t_p$$

Sendo:

r = tempo do início da chuva até o pico em horas, também chamado de coeficiente de avanço

t_p = duração da chuva (h)

Exemplo 116.2

Achar a constante r para chuva de duração de 2h

$$r = 0,375 \times 2,0 = 0,75$$

116.3 Bibliografia e livros consultados

-ABRH- CETESB. *Drenagem Urbana*. 2^a ed. São Paulo: CETESB, 1980, 468 p.s.

-WESTPHAL, JERONOME A. *Hydrology for drainage system design and analysis*. in Mays, Larry W. *Stormwater collection systems design Handbook*. McGraw-Hill, 2001 ISBN 0-07-135471-9c

Capítulo 7

Infiltração com Green e Ampt, 1911

7. Infiltração com Green e Ampt, 1911

7.1 Introdução

Objetivo é mostrar como funciona a equação de Green e Ampt, 1911 em um reservatório de infiltração conforme Figura (7.1).

7.2 Reservatório de infiltração para recarga baseado na equação de Green e Ampt, 1911

Vamos fazer uma apresentação de Metcalf e Eddy, 2007 baseada na equação de Green e Ampt, 1911, modificada por Bouwer, 1966 e Neuman, 1976.

Na aplicação vamos considerar a profundidade da água H_w constante e também não levaremos em conta a evapotranspiração horária.

A formulação de Green e Ampt baseia-se na equação de Darcy com uma série de hipóteses. Uma delas é que o nível de água é constante e que a frente úmida avança até o lençol freático. O solo acima da frente úmida é considerado saturado.

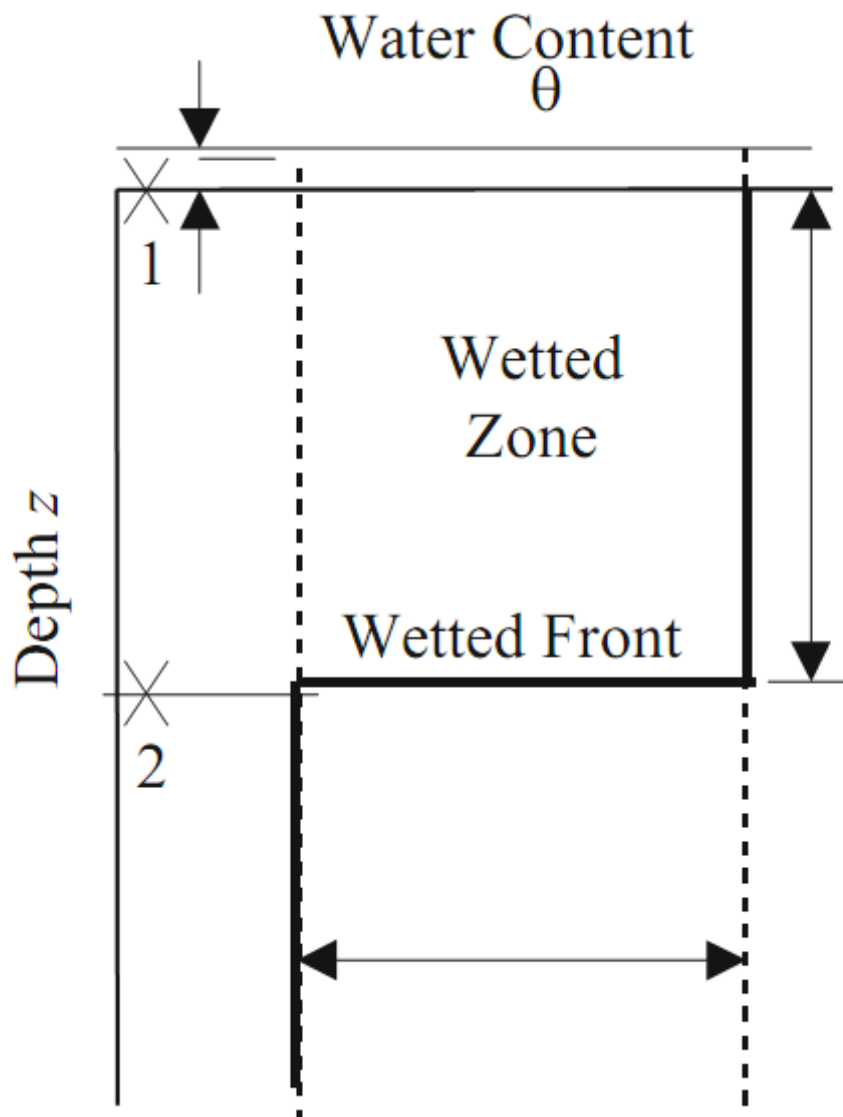


Figura 7.1- Esquema do método de infiltração de Green-Ampt.

A velocidade de infiltração é dada pela equação:

$$V = K \times (H_w + L_f - H_{cr}) / L_f$$

Sendo:

V= taxa de infiltração (m/dia)

K= condutividade hidráulica na zona molhada (m/dia)

H_w= profundidade da água acima do solo (m)

L_f= profundidade da frente molhada (m)= profundidade do lençol freático

H_{cr}= pressão crítica do solo (m). Varia de -0,1m (solos grosseiros) a -1m (solos finos).

A Tabela (7.1) apresenta alguns valores da pressão crítica do solo em cm.

Tabela 7.1- Alguns parametros para uso em Green e Ampt conforme Herman Bouwer em Artificial recharge of groundwater: hydrogeology and engineering

Tipo de solo	H _{cr} (cm)
Areia grossa	-5
Areia média	-10
Areia fina	-15
Areia franca	-25
Franco	-35
Argila estruturada	-35
Argila dispersa	-100

Integrando dL_f/dt obtemos:

$$t = (f/K) \times \{ L_f - (H_w - H_{cr}) \times \{ \ln [(H_w + L_f - H_{cr})/(H_w - H_{cr})] \} \}$$

Sendo:

t= tempo desde o início de infiltração em dias
f= porosidade efetiva do solo (dimensional). Para areia varia de 0,20 a 0,30.

Exemplo 48.1- baseado em Metcalf e Eddy, 2007

Dados:

H_w=0,7m (altura da água)

K= 1m/dia= condutividade hidráulica que corresponde a 42mm/h

H_{cr}= -0,5 (valor médio)

f=0,35 (valor alto)

Determinar a quantidade de água infiltrada em área de recarga = 100m²

L_f= 10m= profundidade até a zona saturada

Vamos variar o valor total de L_f=10m de 0,50m em 0,50m da seguinte maneira:

$$t = (f/K) \times \{ L_f - (H_w - H_{cr}) \times \{ \ln [(H_w + L_f - H_{cr})/(H_w - H_{cr})] \} \}$$

$$t = (0,35/1) \times \{ 0,5 - (0,7 - (-0,5)) \times \{ \ln [(0,7 + 0,5 - (-0,5))/(0,7 - (-0,5))] \} \} = 0,029d$$

A velocidade é calculada assim:

$$V = K \times (H_w + L_f - H_{cr}) / L_f$$

$$V = 1,0 \times (0,7 + 0,5 - (-0,5)) / 0,5 = 3,4m/s$$

Na Tabela (48.2) estão os cálculos de aplicação do Método de Green e Ampt.

Nota: fizemos aplicação pelo método que usamos no livro Poluição Difusa e os resultados são os mesmos.

Tabela 7.2- Cálculos de recarga de reservatório de infiltração segundo Green e Ampt

Lf	f	Hcr (m)	Hw (m)	K (m/dia)	t (dias)	Velocidade de infiltração (m/d)
0,50	0,35	-0,5	0,7	1,00	0,029	3,40
1,00	0,35	-0,5	0,7	1,00	0,095	2,20
1,50	0,35	-0,5	0,7	1,00	0,184	1,80
2,00	0,35	-0,5	0,7	1,00	0,288	1,60
2,50	0,35	-0,5	0,7	1,00	0,402	1,48
3,00	0,35	-0,5	0,7	1,00	0,524	1,40
3,50	0,35	-0,5	0,7	1,00	0,652	1,34
4,00	0,35	-0,5	0,7	1,00	0,784	1,30
4,50	0,35	-0,5	0,7	1,00	0,921	1,27
5,00	0,35	-0,5	0,7	1,00	1,060	1,24
5,50	0,35	-0,5	0,7	1,00	1,203	1,22
6,00	0,35	-0,5	0,7	1,00	1,347	1,20
6,50	0,35	-0,5	0,7	1,00	1,494	1,18
7,00	0,35	-0,5	0,7	1,00	1,643	1,17
7,50	0,35	-0,5	0,7	1,00	1,793	1,16
8,00	0,35	-0,5	0,7	1,00	1,945	1,15
8,50	0,35	-0,5	0,7	1,00	2,097	1,14
9,00	0,35	-0,5	0,7	1,00	2,251	1,13
9,50	0,35	-0,5	0,7	1,00	2,406	1,13
10,00	0,35	-0,5	0,7	1,00	2,562	1,12

Observar na Figura (7.2) no gráfico que no final de 2,251dias a velocidade fica constante de 1,13m/dia.

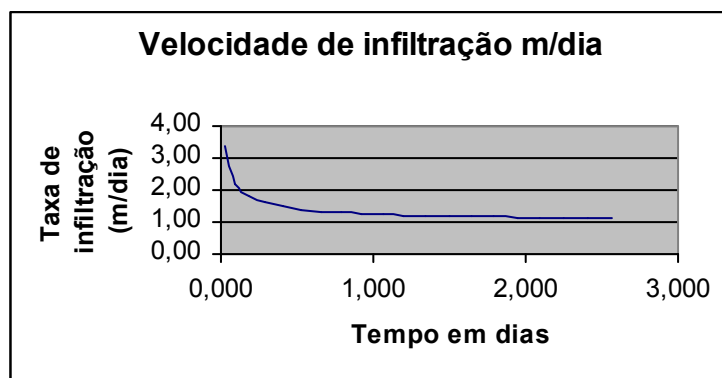


Figura 7.2- Gráfico da velocidade de infiltração

Metcalf e Eddy, 2007 observam que quando se usa o coeficiente K deve-se usar um coeficiente de segurança igual a 2,0 e quando usamos a reservatório para água de reúso temos que aplicar novamente novo coeficiente de segurança igual a 2,0. Assim teremos um valor de segurança que evitará o *clogging*.

Determinação do volume de água infiltrada em área de recarga de 100m²

$$\begin{aligned} V_{\text{infiltrado}} &= Lf \times f \times \text{area} \\ V_{\text{infiltrado}} &= 10\text{m} \times 0,35 \times 100\text{m}^2 = 350\text{m}^3 \end{aligned}$$

7.3 Bibliografia e livros consultados

- GUPTA, RAM S. *Hydrology and Hydraulic Systems*. 3a ed. Waveland, ano 2008, 896 páginas, ISBN 1-57766-455-8.
- METCALF&EDDY. *Water Reuse*. McGraw Hill, 2007, 1570 páginas, ISBN 13.978-0-07145927-3

Capítulo 12

Infiltração usando o Método do número da curva CN do SCS

“O homem que não crê em nada, acaba por não acreditar em si mesmo. Isso vale dizer não acreditará nos próprios juramentos e compromissos”
Varoli

SUMÁRIO

Ordem	Assunto
12.1	Introdução
12.1.1	Característica do solo
12.1.2	Pesquisas feitas no país, nos estados ou em regiões ou cidades
12.1.3	Capacidade mínima de infiltração no solo
12.2.	Tabelas do número CN da curva de runoff
12.3	Condições antecedentes do solo
12.4	Estimativa do número CN para área urbana
12.5	Área impermeável conectada e área impermeável não conectada
12.6	Estimativa de runoff ou escoamento superficial ou chuva excedente pelo método SCS
12.7	Limitações da equação conforme SCS
12.8	Hietograma da chuva excedente
12.9	Estimativa de área impermeável de macro-bacias urbanas
12.10	Aplicações e validade do método no número CN da curva de runoff (SCS)
12.11	Comparação dos métodos de infiltração

Capítulo 12- Chuva excedente - método do número CN do SCS

12.1 Introdução

Em junho de 1986 o Departamento da Agricultura dos Estados Unidos lançou o *Technical Release 55 (TR-55)* denominado “*Urban Hydrology for Small Watersheds*” que apresentou os procedimentos para estimativa do runoff e dos picos de descargas em bacias pequenas (250 km²). A edição que estamos tratando foi atualizada no apêndice A do TR-55 em janeiro de 1999.

O TR-55 incorporou no estudo apresentado os resultados do *U. S. Soil Conservation Service (SCS)* de janeiro de 1975.

Há três maneiras para se achar o número da curva de runoff CN do SCS, também chamado de coeficiente de escoamento superficial ou número de deflúvio CN.

1. Características do solo;
2. Pesquisas feitas no país, nos estados ou em regiões ou cidades;
3. Capacidade mínima de infiltração no solo.

12.1.1 Características do solo

Segundo (McCuen, 1998) o SCS classificou nos Estados Unidos mais de 4.000 solos para verificar o potencial de runoff e classificou estes grupos em quatro, identificando com as letras A, B, C e D.

Conforme José Setzer e Rubem La Laina Porto no Boletim Técnico do Departamento de Água e Energia Elétrica - DAEE de maio/agosto de 1979 de São Paulo, foi apresentado pela primeira vez no Brasil “Tentativa de avaliação de escoamento superficial de acordo com o solo e o seu recobrimento vegetal nas condições do Estado de São Paulo”.

As quatro classificações de (Porto, 1995) são bastante elucidativas e referem-se a capacidade mínima de infiltração de cada tipo de solo conforme SCS e estão na Tabela (12.1) juntamente com os tipos de solos classificados por (Tucci, 1993).

Tabela 12.1- Grupo de solos e características do solo

Grupo de solo	Características do solo
A	solos arenosos com baixo teor de argila total, inferior a 8%, não havendo rocha nem camadas argilosas e nem mesmo densificadas até a profundidade de 1,5m. O teor de húmus é muito baixo, não atingindo 1% (Porto, 1979 e 1995). Solos que produzem baixo escoamento superficial e alta infiltração. Solos arenosos profundos com pouco silte e argila (Tucci et al, 1993).
B	solos arenosos menos profundos que os do Grupo A e com menor teor de argila total, porém ainda inferior a 15%. No caso de terras roxas, esse limite pode subir a 20% graças à maior porosidade. Os dois teores de húmus podem subir, respectivamente, a 1,2 e 1,5%. Não pode haver pedras e nem camadas argilosas até 1,5m, mas é, quase sempre, presente camada mais densificada que a camada superficial (Porto, 1979 e 1995) Solos menos permeáveis do que o anterior, solos arenosos menos profundo do que o tipo A e com permeabilidade superior à média (Tucci et al, 1993).
C	solos barrentos com teor total de argila de 20% a 30%, mas sem camadas argilosas impermeáveis ou contendo pedras até profundidade de 1,2m. No caso de terras roxas, esses dois limites máximos podem ser de 40% e 1,5m. Nota-se a cerca de 60cm de profundidade, camada mais densificada que no Grupo B, mas ainda longe das condições de impermeabilidade (Porto, 1979 e 1995). Solos que geram escoamento superficial acima da média e com capacidade de infiltração abaixo da média, contendo percentagem considerável de argila e pouco profundo (Tucci et al, 1993).
D	solos argilosos (30% a 40% de argila total) e ainda com camada densificada a uns 50cm de profundidade. Ou solos arenosos como do grupo B, mas com camada argilosa quase impermeável ou horizonte de seixos rolados (Porto, 1979 e 1995). Solos contendo argilas expansivas e pouco profundos com muito baixa capacidade de infiltração, gerando a maior proporção de escoamento superficial (Tucci et al, 1993).

Fonte: (Porto, Setzer 1979) e (Porto, 1995) e (Tucci et al, 1993).

12.1.2 Pesquisas feitas no país, nos estados ou em regiões ou cidades

Nos Estados Unidos todos os solos estão classificados conforme os grupos hidrológicos A,B,C ou D e fazem parte do TR-55 citado. O Brasil até a presente data não existe nenhuma pesquisa que fornecem os números CN da curva de runoff. No Estado de São Paulo, existem considerações globais feitas em 1979 por Setzer e Porto. Na região do Alto Tietê, existe estudo geológico dos 39 municípios da região metropolitana de São Paulo, onde os solos estão classificados, a fim de facilitar os dimensionamentos dos córregos, rios, canais e reservatórios de detenção e retenção.

12.1.3 Capacidade mínima de infiltração no solo.

(McCuen,1998) apresenta uma classificação dos quatro grupos A,B,C e D conforme Tabela (12.2) mostrando a *capacidade mínima de infiltração no solo* conforme o grupo do solo.

Tabela 12.2- Capacidade mínima de infiltração conforme o grupo do solo

Grupo de solo	Capacidade mínima de infiltração (mm/h)	Média
A	7,62 a 11,43	9,53
B	3,81 a 7,62	5,72
C	1,27 a 3,81	2,54
D	0 a 1,27	0,64

Fonte: (McCuen,1998)

Uma maneira prática de se achar a capacidade mínima de infiltração é usando o infiltrômetro, que deve ser representativo para a bacia em estudo.

Como exemplo, na bacia do Pacaembu a capacidade de infiltração mínima do solo achada por Canholi foi de 4,5mm/hora e verificando a Tabela (12.2) de McCuen, vê-se que o solo da região do Pacaembu poderia ser classificado como do grupo B por estar entre 3,81mm/h e 7,62 mm/h.

12.2 Tabelas do número CN da curva de runoff

O número da curva de runoff ou seja do escoamento superficial é CN também é um índice que representa a *combinação empírica* de três fatores: grupo do solo, cobertura do solo e condições de umidade antecedente do solo (McCuen, 1998).

Existem tabelas do número CN da curva de runoff para bacias rurais e para bacias urbanas. Os valores CN obtidos poderão ou não serem corrigidos posteriormente caso a situação do solo seja seca ou ter havido muita chuva.

Vamos usar as Tabelas (12.3) e Tabela (12.4) traduzidas do inglês por (Tucci, 1993).

Tabela 12.3- Valores dos números CN da curva de runoff para bacias rurais

Uso do solo	Superfície do solo	Grupo do Solo			
		A	B	C	D
Solo lavrado	Com sulcos retilíneos	77	86	91	94
	Em fileiras retas	70	80	87	90
Plantações regulares	Em curvas de nível	67	77	83	87
	Terraceado em nível	64	76	84	88
	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 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
	Boas	39	61	74	80
Pastagens	Pobres, em curvas de nível	47	67	81	88
	Normais, em curvas de nível	25	59	75	83
	Boas, em curva de nível	6	35	70	79
Campos permanentes	Normais	30	58	71	78
	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	56	75	86	91
	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

Fonte: (Tucci et al, 1993)

Tabela 12.4- Valores de CN para bacias urbanas e suburbanas

Utilização ou cobertura do solo	Grupo de solos			
	A	B	C	D
Zonas cultivadas: sem conservação do solo	72	81	88	91
com conservação do solo	62	71	78	81
Pastagens ou terrenos em más condições	68	79	86	89
Baldios em boas condições	39	61	74	80
Prado em boas condições	30	58	71	78
Bosques ou zonas com cobertura ruim	45	66	77	83
Floresta: cobertura boa	25	55	70	77
Espaços abertos, relvados, parques, campos de golfe, cemitérios, boas condições				
Com relva em mais de 75% da área	39	61	74	80
Com relva de 50% a 75% da área	49	69	79	84
Zonas comerciais e de escritórios	89	92	94	95
Zonas industriais	81	88	91	93
Zonas residenciais				
Lotes de (m ²) % média impermeável				
<500 65	77	85	90	92
1000 38	61	75	83	87
1300 30	57	72	81	86
2000 25	54	70	80	85
4000 20	51	68	79	84
Parques de estacionamento, telhados, viadutos, etc.	98	98	98	98
Arruamentos e estradas				
Asfaltadas e com drenagem de águas pluviais	98	98	98	98
Paralelepípedos	76	85	89	91
Terra	72	82	87	89

Fonte: (Tucci et al, 1993)

Exemplo 12.1:

Achar o número CN para área urbana com cerca de 65% de impermeabilização sendo o restante da área permeável recoberta com grama, sendo o solo tipo C

Conforme Tabela (12.4) achamos CN=90

12.3 Condições antecedentes do solo

O SCS reconheceu a importância da condição antecedente do solo, pois, o mesmo poderá estar em condições normais ou muito seco ou muito úmido.

Em condições normais seria a condição II e condição úmida seria a III e a seca seria a I conforme Tabela (12.5).

Tabela 12.5- Condições do solo em relação a situação do mesmo

Condição do solo	Situação do solo
I	Solo seco.
II	Condições médias do solo. É a condição normal das tabelas do número CN.
III	Solo úmido. Ocorreram precipitações nos últimos cinco dias. O solo está saturado

Fonte: (McCuen, 1998)

A Tabela (12.6) apresenta os limites de 5 dias de chuva antecedente em relação ao período latente e ao período de crescimento da vegetação, para facilitar a classificação das condições do solo.

Tabela 12.6- Limites de 5 dias de chuva antecedente em relação a período latente e período de crescimento

Condição do solo	Chuva antecedente de 5 dias em milímetros	
	Período latente	Período de crescimento
I	< 12,7mm	<35,56mm
II	12,7mm a 27,94mm	35,56mm a 53,34mm
III	> 27,94mm	> 53,34mm

Fonte: (McCuen, 1998)

Como as tabelas para achar o número CN se referem as condições normais chamada Condição II, conforme o solo antecedente estiver seco ou úmido terá que ser feito as correções do número CN, conforme Tabela (12.7).

Tabela 12.7- Ajustamento do número CN da condição normal II para a condição para solo seco (I) e para solo úmido (II).

Condição normal II do número CN	Número CN correspondente para a devida Condição	
	Condição I	Condição III
100	100	100
95	87	99
90	78	98
85	70	97
80	63	94
75	57	91
70	51	87
65	45	83
60	40	79
55	35	75
50	31	70
45	27	65
40	23	60
35	19	55
30	15	50
25	12	45
20	9	39
15	7	33
10	4	26
5	2	17
0	0	0

Fonte: (McCuen, 1998)

12.4 Estimativa do número CN para área urbana

Para área urbana existe sempre uma parcela do solo que é impermeável. Na área impermeável o número CN do solo é CN=98. O coeficiente final CN_w composto é a soma composta do coeficiente da área permeável e da área impermeável com o peso correspondente da fração da área impermeável da seguinte forma, conforme (McCuen, 1998).

A equação abaixo é válida quando a porcentagem total da área impermeabilizada é maior que 30% (trinta por cento) da área total.

$$CN_w = CN_p \cdot (1-f) + f \cdot (98) \quad \text{(Equação 12.1)}$$

Sendo:

CN_w = número CN composto da área urbana em estudo;

CN_p = número CN da área permeável da bacia em estudo e

f = fração da área impermeável da bacia em estudo.

Exemplo 12.2

Para o dimensionamento do piscinão do Pacaembu, Canholi considerou a fração impermeabilizada de 0,55.

Como já foi mostrado anteriormente o tipo de solo da região é o tipo B conforme classificação do SCS. Considerando a Tabela (12.4) em espaços abertos com relva com impermeabilização de 50% a 75% o valor de CN=69.

Vamos achar o número CN_w composto.

Sendo:

CN_p = 69

f = 0,55

$$CN_w = CN_p \cdot (1 - f) + f \cdot (98) \\ CN_w = 69 \cdot (1 - 0,55) + 0,55 \cdot (98) = 84,95 = 85$$

Portanto, o número CN que se poderia usar para o cálculo da chuva excedente na bacia do Pacaembu é CN_w = CN = 85.

12.5 Área impermeável conectada e área impermeável não conectada

O TR-55 do SCS, 1986 salienta a importância das áreas impermeáveis conectadas ou não. Uma área impermeável é conectada quando o escoamento superficial, isto é, o runoff escoar da área impermeável diretamente para o sistema de drenagem.

No Exemplo (12.2) da bacia de retenção do Pacaembu, a fração impermeável total é de 0,55 e a fração impermeável diretamente conectada é 0,45. Isto significa que 45% da área impermeável escoar diretamente para o sistema de galerias de drenagem enquanto que os outros 55% da área impermeável se escoar sobre uma área permeável.

O escoamento superficial da área impermeável, isto é, o runoff que se escoar sobre a área permeável, é que se chama área impermeável não conectada que no caso do piscinão do Pacaembu é de 55% da área impermeável.

(McCuen, 1998) apresenta a correção do número CN quando a percentagem da área impermeabilizada total é menor que 30%. Somente neste caso é corrigido o valor de CN conforme a seguinte fórmula:

$$CN_c = CN_p + I_f (98 - CN_p) (1 - 0,5 R) \quad \text{(Equação 12.2)}$$

Sendo:

CN_c = número CN ajustado, corrigido;

CN_p = número CN da área permeável;

I_f = fração da área impermeável total

R = fração da área impermeável que está não conectada, isto é, escoar sobre a área permeável.

Exemplo 12.3 de área não conectada:

Seja uma bacia em que são fornecidos os seguintes dados:
 Fração impermeável da bacia = $I_f = 0,25$. Portanto, 25% da bacia é impermeável (<30%).
 R = fração da área impermeável que não está conectada $R=0,50$, isto é, supomos que 50% da área impermeável escoar sobre área permeável.

$CN_p = 61$ (suposto)

Achar $CN_c = ?$

Aplicando a fórmula de McCuen temos:

$$CN_c = CN_p + I_f (98 - CN_p) (1 - 0,5 R)$$

$$CN_c = 61 + 0,25 (98 - 61) (1 - 0,50 \cdot 0,5) = 61 + 0,25 \cdot 37 \cdot 0,75 = 61 + 6,94 = 67,94 = 68$$

Verificamos pois, um aumento no número CN que era $CN=61$ e como 50% da área impermeabilizada escoar sobre a área permeável, o número CN passou para $CN=68$.

12.6 Estimativa do runoff ou escoamento superficial ou chuva excedente pelo método SCS

Conforme TR-55 do SCS de 1986 o método do número CN da curva de runoff é fornecido pela equação:

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S} \quad \text{(Equação 12.3)}$$

Sendo:

Q = runoff ou chuva excedente (mm);

P = precipitação (mm);

I_a = abstração inicial (mm) e

S = potencial máximo de retenção após começar o runoff (mm).

A abstração inicial I_a representa todas as perdas antes que comece o runoff. Inclui a água retida nas depressões da superfície e interceptada pela vegetação, bem como, a água evaporada e infiltrada.

Empiricamente foi determinado nos Estados Unidos pela SCS que I_a é aproximadamente igual a :

$$I_a = 0,2 S \quad \text{(Equação 12.4)}$$

Substituindo o valor de I_a obtemos:

$$Q = \frac{(P - 0,2S)^2}{(P + 0,8S)} \quad \text{válida quando } P > 0,2 S \quad \text{(Equação 12.5)}$$

$$\text{sendo } S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad \text{(Equação 12.6)}$$

A Equação (12.3) do valor de Q é válida quando a precipitação $P > 0,2S$.

Quando $P < 0,2 S$, o valor de $Q=0$.

12.7 Limitações da equação conforme SCS

- O número da curva CN descreve uma situação média e útil em determinados projetos;
- Usar o número da curva CN sempre com *precaução*, pois a equação não contém o parâmetro do tempo e não leva em consideração a duração da chuva ou a intensidade da mesma;
- Deve ser entendido que a aproximação da abstração inicial Ia consiste na interceptação inicial, infiltração, armazenamento na superfície, evapo-transpiração e outros fatores e que foi obtido em dados em bacias de áreas agrícolas. Esta aproximação pode ser especialmente importante em aplicações urbanas devido a combinação de área impermeáveis com áreas permeáveis que podem implicar numa significativa aumento ou diminuição de perda de água que pode não ser considerada;
- O número CN não é preciso quando o runoff é menor que 12,7mm;
- Quando o número CN composto achado for menor que 40 use outro procedimento para determinar o runoff.

12.8 Hietograma da chuva excedente

O hietograma da chuva excedente ou do escoamento superficial ou do runoff é a precipitação excedente na unidade do tempo. O prof. dr. Rubem La Laina Porto observa que para a aplicar a fórmula do SCS deve-se usar a *precipitação acumulada*.

Exemplo 12.4- achar a chuva excedente do piscinão do Pacaembu usando período de retorno de 25anos e Equação da chuva de Martinez e Magni, 1999, chuva de 2h com CN=87.

Coluna 1:

Na coluna 1 da Tabela (12.8) temos o tempo em horas em 48 intervalos de 2,5minutos. A duração da chuva é de 2h.

Coluna 2:

Temos o tempo em minutos.

Coluna 3:

Temos o tempo em horas.

Coluna 4:

Na coluna 4 temos os valores em números adimensionais de Huff para o 1º quartil com 50% de probabilidade. A soma de toda a coluna 4 deverá ser sempre igual a 1 (um). Supomos que este hietograma é aquele de fevereiro de 1983.

Coluna 5:

Consideramos que para período de retorno de 25anos, foi adotado a precipitação total de 85,1mm para chuva de 2h segundo a Equação de Martinez e Magni,1999.

Os valores da coluna 5 são obtidos multiplicando a coluna 4 pelo valor da precipitação total de 85,1mm. O valor total da coluna 5 deverá ser de 85,1mm totalizando as 48 faixas de 2,5min.

Coluna 6:

Na coluna 6 temos as precipitações da coluna 5 acumuladas até atingir o valor global de 85,1mm. A chuva acumulada é necessária para o uso da equação do SCN conforme veremos.

Coluna 7:

Para a coluna 7 recordemos que a chuva excedente Q é:

$$Q = \frac{(P - 0,2S)^2}{(P + 0,8S)} \quad \text{válida quando } P > 0,2 S$$

$$\text{sendo } S = \frac{25400}{CN} - 254$$

A Equação (12.8) do valor de Q é válida quando a precipitação $P > 0,2S$.

Quando $P < 0,2 S$ o valor de $Q=0$.

Como $CN=87$ o valor de

$$S = 25400/87 - 254 = 37,95$$

$$0,2 \cdot S = 0,2 \cdot 37,95 = 7,59\text{mm}$$

$$Q = \frac{(P - 0,2S)^2}{(P + 0,8S)} = \frac{(P - 0,2 \cdot 37,95)^2}{(P + 0,8 \cdot 37,95)} = \frac{(P - 7,59)^2}{(P + 30,36)}$$

Obteremos também o Q acumulado.

Mas a equação achada só vale quando $P > 0,2 S$ ou seja $P > 7,59\text{mm}$

Portanto, para a primeira linha o valor de P acumulado é 2,6mm e portanto $Q=0$.

Para a segunda linha o P acumulado é 5,1mm que é menor que 7,59mm e portanto $Q=0$.

Na terceira linha P acumulado é 7,7376mm que é menor que 8,964mm e portanto $Q=0$.

Na quarta linha o valor de $P=11,2$ é maior que 7,59mm e portanto aplica-se a fórmula do SCS.

$$Q = \frac{(P - 8,964)^2}{(P + 35,856)} = \frac{(11,2 - 7,59)^2}{(11,2 + 30,36)} = 0,3\text{mm}$$

e assim por diante achamos todos os valores da coluna 7.

Uma maneira pratica de se obter a coluna 7 é usando a planilha Excel usando a função SE da seguinte maneira:

$$= \text{SE} (\text{Coluna 6} > 7,59; [(\text{coluna 6} - 7,59)^2 / (\text{coluna 6} + 30,36)] ; 0)$$

O total da chuva excedente é de 51,9mm. Esta parte da chuva é que irá produzir o escoamento superficial, isto é, o runoff.

Coluna 8:

Os valores são da chuva excedente acumulada em milímetros e para achar por faixa é só fazer a diferença entre a linha com a linha anterior da coluna 7 obtendo assim a coluna 8.

Coluna 9:

Caso se queira saber como está a infiltração da mesma basta achar a diferença entre a chuva da coluna 5 com a chuva excedente por faixa da coluna 8. A infiltração total é de 33,2mm e não contribuirá para o escoamento superficial.

A somatória da infiltração de 33,2mm com o runoff de 51,09mm fornecerá a precipitação total de 85,1mm. Frizamos que desprezamos a evaporação.

Tabela 12.8- Exemplo do piscinão do Pacaembu de como achar a chuva excedente ou runoff usando o método do número CN do SCS, CN=87, fórmula de Martinez e Magni, 1999 para Tr=25anos com precipitação total de 85,1mm

Coluna 1	Coluna 2	Coluna 3	Coluna 4	Coluna 5	Coluna 6	Coluna 7	Coluna 8	Coluna 9
			HUFF 1. Q	Precip. Total	Prec. Acum.	Chuva exc. acum.	Chuva exc. por faixa	Infiltração
Ordem	Tempo	Tempo	50% P	P	P acum.	Q acum.	Q	f
	min	h	(%)	mm	mm	mm	mm	mm
1	2,5	0,04	0,030	2,6	2,6	0,0	0,0	2,6
2	5,0	0,08	0,030	2,6	5,1	0,0	0,0	2,6
3	7,5	0,13	0,036	3,1	8,2	0,0	0,0	3,1
4	10,0	0,17	0,036	3,1	11,2	0,3	0,3	2,8
5	12,5	0,21	0,061	5,2	16,4	1,7	1,3	3,8
6	15,0	0,25	0,061	5,2	21,6	3,8	2,1	3,1
7	17,5	0,29	0,076	6,5	28,1	7,2	3,4	3,1
8	20,0	0,33	0,076	6,5	34,6	11,2	4,0	2,5
9	22,5	0,38	0,052	4,4	39,0	14,2	3,0	1,4
10	25,0	0,42	0,052	4,4	43,4	17,4	3,2	1,2
11	27,5	0,46	0,052	4,4	47,8	20,7	3,3	1,1
12	30,0	0,50	0,052	4,4	52,3	24,1	3,4	1,0
13	32,5	0,54	0,033	2,8	55,1	26,4	2,2	0,6
14	35,0	0,58	0,032	2,7	57,8	28,6	2,2	0,5
15	37,5	0,63	0,026	2,2	60,0	30,4	1,8	0,4
16	40,0	0,67	0,025	2,1	62,1	32,2	1,8	0,4
17	42,5	0,71	0,022	1,9	64,0	33,7	1,6	0,3
18	45,0	0,75	0,021	1,8	65,8	35,2	1,5	0,3
19	47,5	0,79	0,014	1,2	67,0	36,2	1,0	0,2
20	50,0	0,83	0,014	1,2	68,2	37,2	1,0	0,2
21	52,5	0,88	0,014	1,2	69,4	38,3	1,0	0,2
22	55,0	0,92	0,014	1,2	70,5	39,3	1,0	0,2
23	57,5	0,96	0,013	1,1	71,7	40,2	1,0	0,2
24	60,0	1,00	0,012	1,0	72,7	41,1	0,9	0,1
25	62,5	1,04	0,012	1,0	73,7	42,0	0,9	0,1
26	65,0	1,08	0,012	1,0	74,7	42,9	0,9	0,1
27	67,5	1,13	0,011	0,9	75,7	43,7	0,8	0,1
28	70,0	1,17	0,011	0,9	76,6	44,5	0,8	0,1
29	72,5	1,21	0,008	0,7	77,3	45,1	0,6	0,1
30	75,0	1,25	0,008	0,7	78,0	45,7	0,6	0,1
31	77,5	1,29	0,006	0,5	78,5	46,2	0,4	0,1
32	80,0	1,33	0,006	0,5	79,0	46,6	0,4	0,1
33	82,5	1,38	0,006	0,5	79,5	47,1	0,4	0,1
34	85,0	1,42	0,006	0,5	80,0	47,5	0,4	0,1
35	87,5	1,46	0,006	0,5	80,5	48,0	0,5	0,1
36	90,0	1,50	0,006	0,5	81,0	48,4	0,5	0,1

Infiltração e dry well
Capítulo 12-Infiltração usado o Método do número da curva CN do SCS
Engenheiro Plínio Tomaz pliniotomaz@uol.com.br 22/8/2011

37	92,5	1,54	0,006	0,5	81,5	48,9	0,5	0,1
38	95,0	1,58	0,006	0,5	82,0	49,3	0,5	0,1
39	97,5	1,63	0,006	0,5	82,5	49,8	0,5	0,1
40	100,0	1,67	0,006	0,5	83,1	50,2	0,5	0,1
41	102,5	1,71	0,004	0,3	83,4	50,5	0,3	0,0
42	105,0	1,75	0,004	0,3	83,7	50,8	0,3	0,0
43	107,5	1,79	0,004	0,3	84,1	51,1	0,3	0,0
44	110,0	1,83	0,004	0,3	84,4	51,4	0,3	0,0
45	112,5	1,88	0,002	0,2	84,6	51,6	0,2	0,0
46	115,0	1,92	0,002	0,2	84,8	51,7	0,2	0,0
47	117,5	1,96	0,002	0,2	84,9	51,9	0,2	0,0
48	120,0	2,00	0,002	0,2	85,1	52,0	0,0	0,2
			1,000	85,1			51,9	33,2
							<i>Chuva exc.</i>	<i>Infiltração</i>

Capítulo 135

Curva dos 100 anos

Capítulo 135- Curva dos 100 anos

135.1 Introdução

Nos Estados Unidos existe uma lei federal datada de 1973 que estabelece a área de inundação para período de retorno de 100 anos que foi definido pelo *Federal Emergency Management Agency* (FEMA).

Alguns estados brasileiros adotam como máximo $Tr=20$ anos, que é muito pouco para os rios e canais causando riscos aos moradores das vizinhanças.

A probabilidade é o inverso da frequência:

$$P = 1/T$$

Sendo $Tr=T=100$ anos então $P = 1/100 = 0,01 = 1\%$.

Atualmente se fala ao invés do período de retorno de 100anos, como aquela chuva que tem 1% de probabilidade de ocorrer em um ano.

Na Figura (135.1) vemos um esquema da curva dos 100 anos, sendo que na cor mais escura ao longo do rio não se pode construir e na faixa mais clara onde a enchente é menor que 0,30m de altura, pode ser construído com algumas restrições.

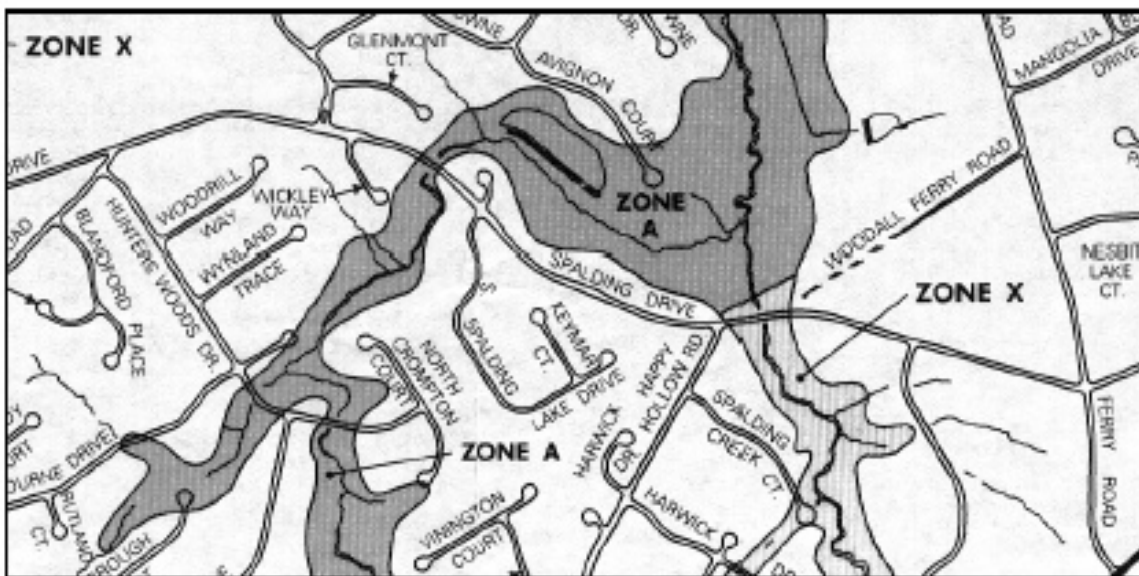


Figura 135.1- Curva dos 100anos

A Figura (135.2) apresenta o grande leito para período de retorno de 100anos e o pequeno leito para $Tr=2$ anos conforme prof dr. Tucci.

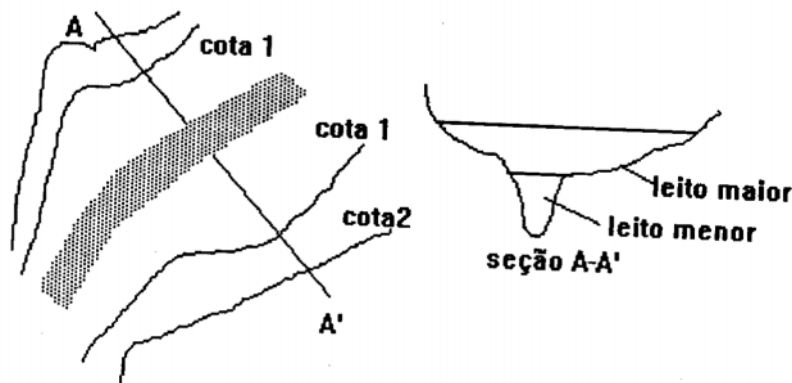


Figura 135.2- Leito menor e maior

135.2 Alternativas

As alternativas para proteger a população existente dentro da curva dos 100 anos podem ser:

- Estruturais
- Não-estruturais

135.3 Medidas estruturais

As medidas estruturais são modificações nos rios, implantação de reservatórios de detenção e retenção, construção de diques, paredes ao longo dos rios para evitar inundações.

A redução de vazões devido a construção de grandes reservatórios de detenção ou retenção foi bastante usado e hoje se torna de difícil execução devido ao alto custo das áreas.

As modificações e retificações de rios foi bastante usado até a década de 1970. Foram retirados meandros de rios e aumentado a velocidade da água nos rios.

Nos Estados Unidos em 1973 o “Little Report” um relatório concluiu que após o investimento de 15 bilhões de dólares a redução de danos foi somente de 1 bilhão de dólares. Conforme Benavides, 2008 muitos projetos estavam subdimensionados e não conseguiram controlar as enchentes com a chuva de projeto escolhida.

Outro problema apontado no “*Little Report*” citado por Benavides, 2008 são os efeitos ambientais da retificação dos canais incluindo:

- Drenagem das *wetlands*
- Corte dos meandros nos rios
- Abaixamento do lençol freático reduzindo a recarga nos rios
- Corte de árvores ao longo dos rios e destruição do ecossistema aquático
- Aumento da erosão nos barrancos dos rios levando a vários problemas de estabilidade dos taludes
- Aumento da deposição a jusante de sedimentos
- Aumento de enchentes a jusante com o aumento das velocidades de montante
- Impacto na vida aquática dos rios
- Redução dos aspectos estéticos e visuais dos rios.

135.4 Diques, *by-pass*, diversão de canais

Os diques são estruturas lineares de terra ou concreto ao longo dos rios para proteção de enchentes.

A construção de diques é bem antiga.

A construção de *by-pass* ou canais de redirecionamento dos cursos de água são executados para proteger a população.

135.5 Medidas não-estruturais

As medidas não-estruturais segundo USEOP, 1994 in Benavides, 2008 são:

- Medidas tomadas pelo proprietário para evitar enchentes
- Mecanismos de avisos
- Zoneamento do uso dos solos
- Programa de seguros
- Atividades preparativas para enchentes
- Programas de educação
- Manutenção do sistema primário e secundário de drenagem
- Aquisição de terras na zona de inundação ou programa voluntária de se mudar da região de enchentes.

Embora pareça novidade as medidas não-estruturais, as mesmas foram feitas na década de 1950 no *Tennessee Valley Authority* (TVA).

135.6 Programa nacional de seguros

Nos Estados Unidos existe um programa nacional de seguros: *National Flood Insurance Program* (NFIP) criado em 1968.

O objetivo do programa foi proteger com seguros as pessoas que moram dentro da curva dos 100 anos. O prêmio de seguro seria pago pelo governo.

O programa do governo teve um pequeno sucesso, mas os argumentos contra são que muitas pessoas devido ao seguro do governo ficam encorajadas a reconstruir sempre na promessa de receber o seguro do governo.

As pessoas não procuram sair do local de inundação. Isto fez que em enchentes muito grande em 2004 e 2005 nos Estados Unidos, varias empresas de seguro foram a falência e aumentaram muito os prêmios de seguro.

135.7 Programa voluntário para se mudar das áreas de riscos

A medida não estrutural para as pessoas saírem das zonas de riscos para outras áreas é considerada simples, mas de aplicação muito difícil na prática.

Vi isto em Guarulhos próximo ao Aeroporto Internacional de Guarulhos num bairro muito pobre denominado de “Malvinas”, que não conseguiram fazer a relocação das pessoas. Até hoje não conseguiram mudar as pessoas.

135.8 Paradoxo do controle de enchentes

Benavides, 2008 chama de paradoxo do controle de enchentes, pois, o governo cada vez gasta mais em obras contra enchentes, mas os custos de inundação continuam a subir. No rio Tietê em São Paulo, apesar dos grandes investimentos, ainda continua haver enchentes.

135.9 Falsa segurança

Lembro-me das aulas de pós-graduação que tive na EPUSP com o prof. dr. Kokei Uehara que disse por melhor que façamos uma obra, há sempre possibilidade de haver inundação e que é muito arriscado dizer que não haverá mais inundação naquele local.

Mais tarde foram feitas obras no rio Tietê e um governador do Estado de São Paulo pôs uma placa dizendo que estava resolvido o problema de enchentes no rio Tietê e alguns dias depois deu uma chuva e a placa ficou no meio da água e foram tiradas fotos e filmada e no dia seguinte a placa foi retirada.

135.10 Piso da construção 1,5m acima da curva dos 100anos

Não existe lei brasileira, norma da ABNT e nem estrangeira que estabeleça a cota do piso das construções ao longo dos rios. O LEED usa para pré-desenvolvimento que o nível de construção esteja no mínimo 1,5m acima da curva dos 100 anos conforme Figura (135.3).

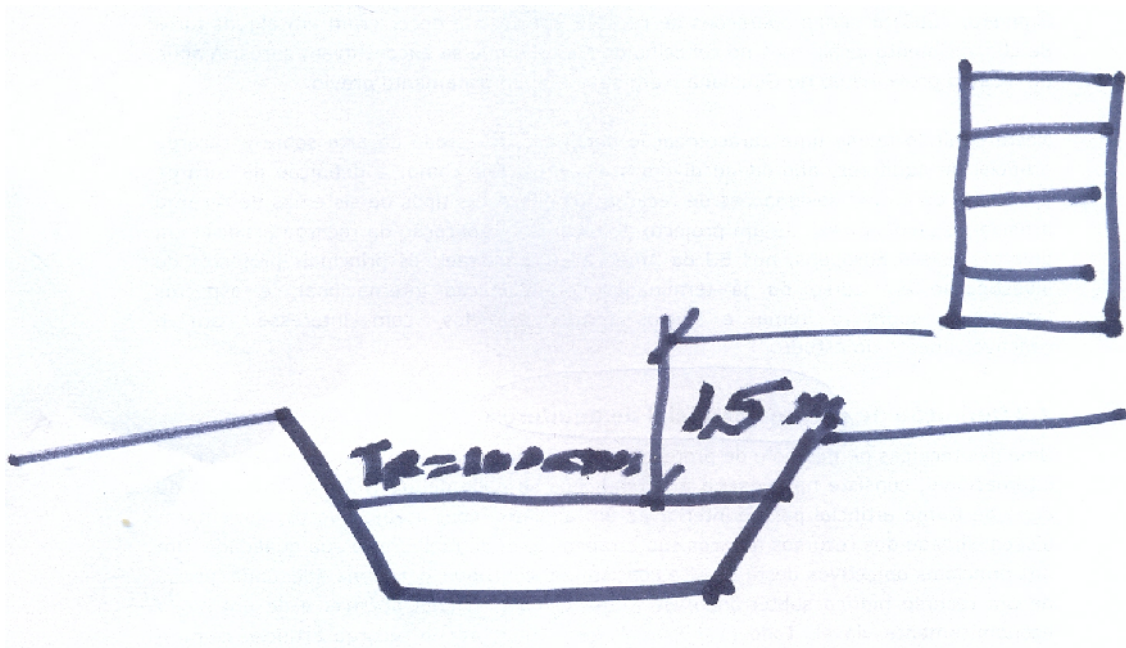


Figura 135.3- Soleira de construção

135.10 Projeto de lei federal

Encaminhamos em 2011 um projeto de lei federal baseado na minuta abaixo sobre a curva dos 100anos.

Este projeto foi feito com ajuda de vários amigos usando o Método de Delfos. Já me avisaram que este projeto nunca será aprovado e que o melhor mesmo é fazer uma norma da ABNT.

-Minuta de projeto de lei municipal: curva dos 100 anos

Cria o mapa da curva de 100anos nos córregos e rios do município de, SP e dá outras providências.

Artigo 1. A Prefeitura Municipal decolocará a disposição do público a cada 5 anos mapas das áreas de enchentes relativos à curva obtida com período de retorno de 100anos em todos os córregos e rios do município localizados na área urbana e rural.

Paragrafo 1. Este mapa de curvas de 100 anos complementarará os mapas existentes de faixas de APPs, para evitar que, o empreendedor e/ou proprietário demonstre ignorância e desconhecimento dos recuos e da lei que protege as áreas de preservação permanente, buscando aplicar apenas o recuo que atende o seu empreendimento.

Parágrafo 2. O mapa da curva dos 100anos não interfere com os recuos legais municipais e os existentes no código florestal.

Artigo 2. Os mapas deverão ser refeitos de cinco em cinco anos, levando-se em conta o aumento da área impermeável, mudanças no uso do solo e possíveis mudanças climáticas. A área da curva dos 100anos poderá sofrer alterações com a construção de reservatórios de retenção e aumento da infiltração de água no solo.

Parágrafo 1. Em caso de alteração ou ampliação da área de enchente da curva dos 100anos, a prefeitura deverá comunicar aos proprietários e ocupantes da área a sua inclusão ou exclusão na área de risco.

Parágrafo 2. Cabe à Prefeitura notificar os causadores dos novos riscos de enchentes sobre as possíveis consequências de suas ações bem como responsabilizá-los por danos a terceiros.

Artigo 3. O horizonte mínimo do projeto será de 20anos.

Artigo 4. As novas construções a serem aprovadas dentro da curva dos 100anos atenderão exigências específicas da Prefeitura de modo a preservar vidas

humanas e bens materiais. A áreas externas à área da inundação com altura de até 0,30m referente a curva dos 100anos poderá ser construída.

Artigo 5. Fica proibido haver novas construções na área abaixo da cota de inundação mais de 0,30m de profundidade definida pela curva dos 100anos.

Parágrafo 1. A execução de obra nova irregular, não observando a cota referente a curva dos 100anos, deverá a obra ser embargada e tomada as devidas providências para a adequação.

Parágrafo 2. A não observação da cota da curva de 100anos e consequentemente a conclusão da obra, o proprietário deverá providenciar a demolição e o profissional/empresa, responsável técnico pelo empreendimento, deverá ser responsabilizado junto ao CREA.

Parágrafo 3. A área da curva dos 100 anos será demarcada com marcos visíveis.

Artigo 6. As construções existentes e executadas dentro da curva dos 100anos com profundidade de até 0,30m referente a curva dos 100anos será exigida o seguro da propriedade, que poderá ser pago parcialmente ou totalmente pelo poder público.

Artigo 7. Os mapas da curva dos 100anos será desenvolvido por profissional habilitado e em atividade junto ao CREA-SP usando métodos de cálculos adequados ao tamanho da bacia e características de sua ocupação urbanística.

Artigo 8. Em locais onde existam barragens públicas ou privadas que coloquem em risco as vidas humanas e bens materiais deverão ser elaborados mapas de inundação a jusante que demarquem a área potencialmente atingidas em caso de falha na barragem.

Artigo 9. Devem ser indicadas e assinaladas as zonas de segurança, os seus acessos, um sistema de aviso e alerta a instalar na zona e plano de evacuação da área inundável.

Artigo 10. O projeto da curva de 100anos, deverá apresentar soluções minimizadoras para possível execução municipal, buscando solucionar, mesmo que parcialmente, os problemas das residências e comércios existentes e construídos abaixo da curva de 100anos.

Exposição de motivos

Em casos de enchentes há necessidade se proteger as vidas humanas e bens materiais na área da curva do período de retorno de 100anos. A fixação da cota de enchente mais de 0,30m para esse período de retorno é um critério de segurança.

Isto é feito no Japão desde na década de 1950 e nos Estados Unidos em 1973 pela *FEMA- Federal Emergency Management Agency*, onde se exige que todos os rios e córregos do país sejam dimensionados para a curva dos 100anos.

O desenvolvimento urbano acelerado do Brasil faz com que aumentem cada vez mais as áreas impermeáveis, dando como consequência a diminuição da infiltração e vazão básica dos córregos e rios e, causando grandes picos de cheia.

É importante preservar a vida humana e os bens materiais e a necessidade de novos critérios no código de obras de construção quando a mesma está dentro da curva dos 100anos definida pela cota de inundação mais de 0,30m.

Outra novidade é exigir que o morador faça seguro da construção e quando se tratar de sub-habitações a própria prefeitura poderá arcar com parcela dos custos dos seguros para a proteção de vidas e bens materiais.

O premio de seguro variará de acordo com a área de abrangência das várias cotas de inundação.

O mapa ficará a disposição na Prefeitura para quem quer adquirir um lote de terreno próximo a um córrego ou quer construir um imóvel

135.11 Como calcular a curva dos 100anos

Uma maneira prática de se traçar a curva dos 100anos usando planilha Excel, é usamos a hidrologia para acharmos a vazão para $T_r=100$ anos e depois usando a hidráulica e com a fórmula de Manning, por tentativas calcula-se a altura normal y e fica portanto, definida a área da seção.

Como calcular a curva dos 100anos?

- **Primeiro:** calcular a vazão de pico na seção escolhida para $Tr=100$ anos.
- **Segundo:** temos a vazão e um perfil da seção no local.
- **Terceiro:** adote uma altura y qualquer e calcular a vazão Q_{100} calculada usando a equação de Manning.
- $Q = (1/n) \times A \times R^{(2/3)} \times S^{0,5}$
- A = área molhada (m^2)
- S = declividade (m/m)
- Se Q calculado for igual a Q_{100} OK, caso contrario aumente ou diminua o valor de y até achar a vazão Q_{100} calculada.
- **Quarto:** o método é feito por tentativas para cada seção.

Figura 135.4- Curva de 100anos ponto por ponto

135.12 Diretrizes Europeias

As diretrizes Europeias recomendam $Tr=100$ anos e $Tr=200$ anos. A Inglaterra devido a mudança climáticas provadas, está usando $Tr=200$ anos.

Na Itália se usa $Tr=100$ anos e em alguns lugares $Tr=200$ anos e recomenda-se verificar a inundação catastrófica para $Tr=500$ anos.

Por curiosidade a chuva que arrasou a cidade paulista de São Luiz do Paraitinga foi $Tr=340$ anos e os diques que foram destruídos na década de 1980 no rio Mississipi foi $Tr=500$ anos.

Politécnica de Milão, Itália

I piani di drenaggio urbano
Prof. Dr. Giulio De Marchi

Diretrizes européias: 200 60/CE e 2007 60/CE

Adaptação para a Itália

Área A

Tr= 100anos

Área B

Tr=200 anos (Inglaterra usa devido mudanças climáticas)

Área C: Área de **inundação catastrófica**

Tr=500 anos (Mississipi, 1993 inundação, São Luiz do Paratinga, 2011-SP Brasil 340 anos)

Figura 135.6- Politécnica de Milão

135.13 Bibliografia e livros consultados

-BENAVIDES, JUDE A. *Severe storm impacts and flood management*. in BEDIENT et al, *Hydrology and floodplain analysis*. 4a ed. Prentice Hall, 2008, ISBN 10:0-13-174589-1, 795 páginas.

Capítulo 142

Convolução

Capítulo 142- Convolução

141.1 Introdução

Convolução é a operação matemática de duas funções P e U dando origem a uma terceira função Q que pode ser vista como uma das funções modificadas.

Em hidrologia a função P são as chuvas excedentes em cm obtidas principalmente pelo número da curva CN que é o mais usual e espaçadas no intervalo de tempo Δt .

A função U é o hidrograma unitário sintético em $m^3/s/cm$, por exemplo, do método do SCS, Snyder, Clark espaçados no intervalo de tempo Δt ou por qualquer outro método.

A função resultante é o escoamento superficial, ou seja, o *runoff* Q em m^3/s espaçado no intervalo de tempo Δt .

$$Q_1 = P_1 \cdot U_1$$

$$Q_2 = P_2 \cdot U_1 + P_1 \cdot U_2$$

$$Q_3 = P_3 \cdot U_1 + P_2 \cdot U_2 + P_1 \cdot U_3$$

.....

$$Q_M = P_M \cdot U_1 + P_{M-1} \cdot U_2 + \dots + P_1 \cdot U_M$$

$$Q_{M+1} = 0 + P_M \cdot U_2 + \dots + P_1 \cdot U_{M+1}$$

.....

$$Q_N = 0 + 0 + 0 + \dots + P_M \cdot U_{N-M+1}$$

Sendo

Chuva excedente: Função (P) = $P_1, P_2, P_3 \dots P_M$

Hidrograma unitário: Função (U) = $U_1, U_2, U_3 \dots U_M$

Runoff: Função (Q) = $Q_1, Q_2, Q_3, \dots Q_N$

Devemos tomar o cuidado para que o intervalo de tempo Δt seja o mesmo nas duas funções.

Exemplo 142.1- Baseado em NICKLOW et al, 2006.

Dada a chuva excedente em centímetros variando de hora em hora bem como o hidrograma unitário sintético em $\text{m}^3/\text{s}/\text{cm}$ fazer a convolução:

Primeiramente observar a unidade do hidrograma unitário sintético que é $\text{m}^3/\text{s}/\text{cm}$.

Tabela 142.1- Dados fornecidos

Tempo (h)	1	2	3	4	5	6	7	8
Chuva excedente (cm) Função P	0,508	1,778	3,56	0,508	0,0	0,0	0,0	0,0
Hidrograma unitário ($\text{m}^3/\text{s}/\text{cm}$) Função U	1,11	3,57	5,01	4,12	2,79	1,78	1,00	0,45

Temos, portanto, as duas funções P e U e queremos a função Q do runoff.

$$Q_1 = P_1 \cdot U_1$$

$$Q_1 = 0,508 \cdot 1,11 = 0,56 \text{m}^3/\text{s}$$

$$Q_2 = P_2 \cdot U_1 + P_1 \cdot U_2$$

$$Q_2 = 1,778 \times 1,11 + 0,508 \times 3,57 = 1,97 + 1,81 = 3,78 \text{m}^3/\text{s}$$

$$Q_3 = P_3 \cdot U_1 + P_2 \cdot U_2 + P_1 \cdot U_3$$

$$Q_3 = 3,56 \times 1,11 + 1,778 \times 3,57 + 0,508 \times 5,01 = 3,95 + 6,35 + 2,55 = 12,85 \text{m}^3/\text{s}$$

Com os valores de Q obtidos podemos formar um hidrograma no ponto considerado.

Tabela 142.2- Cálculo da convolução

Tempo (h)	1	2	3	4	5	6	7	8
Chuva excedente (cm) Função P	0,508	1,778	3,56	0,508	0,0	0,0	0,0	0,0
Hidrograma unitário ($\text{m}^3/\text{s}/\text{cm}$) Função U	1,11	3,57	5,01	4,12	2,79	1,78	1,00	0,45
Runoff Q (m^3/s)	0,57	3,78	12,85	24,27382	28,39184	24,82974	21,8323	22,04272

Exemplo 142.2.

Dada a chuva excedente em centímetros variando de hora em hora bem como o hidrograma unitário sintético em $\text{m}^3/\text{s}/\text{cm}$ fazer a convolução:

Primeiramente observar a unidade do hidrograma unitário sintético que é $\text{m}^3/\text{s}/\text{cm}$.

Tabela 142.3- Dados fornecidos

Tempo (h)	1	2	3	4	5	6	7	8
Chuva excedente (cm) Função P	0,508	1,778	3,56	0,508	0,0	0,0	0,0	0,0
Hidrograma unitário ($\text{m}^3/\text{s}/\text{cm}$) Função U	1,11	3,57	5,01	4,12	2,79	1,78	1,00	0,45

USANDO EXCEL

Na Tabela (142.3) está um quadro que pode facilmente ser feito em Excel onde temos 11 colunas.

Coluna 1: multiplicação da chuva excedente $0,508\text{cm}$ x o hidrograma unitário. Assim teremos $0,508\text{cm} \times 1,11\text{m}^3/\text{s}/\text{cm}=0,56388\text{m}^3/\text{s}$ e depois $0,508\text{cm} \times 3,57\text{m}^3/\text{s}/\text{cm}=1,81356\text{m}^3/\text{s}$ e assim por diante.

Coluna 2: multiplicação da chuva excedente $1,778\text{cm}$ x $1,11\text{m}^3/\text{s}/\text{cm}=1,97353\text{m}^3/\text{s}$ e assim por diante

Na coluna 11 temos as somas das linhas, sendo a primeira $0,56\text{m}^3/\text{s}$, a segunda $3,79\text{m}^3/\text{s}$ e assim por diante.

Teremos um hidrograma final que é toda a coluna 11.

Tabela 142.4- Cálculo da convolução

	Tempo (h)	1	2	3	4	5	6	7	8	
Coluna 1	Coluna 2	Coluna 3	Coluna 4	Coluna 5	Coluna 6	Coluna 7	Coluna 8	Coluna 9	Coluna 10	Coluna 11
	Função P (cm)	0,508	1,778	3,56	0,508	0	0	0	0	
Tempo (h)	Função U (m3/s/cm)									Função Q (m3/s)
1	1,11	0,56388								0,56
2	3,57	1,81356	1,97358							3,79
3	5,01	2,54508	6,34746	3,9516						12,84
4	4,12	2,09296	8,90778	12,7092	0,56388					24,27
5	2,79	1,41732	7,32536	17,8356	1,81356	0				28,39
6	1,78	0,90424	4,96062	14,6672	2,54508	0	0			23,08
7	1	0,508	3,16484	9,9324	2,09296	0	0	0	0	15,70
8	0,45	0,2286	1,778	6,3368	1,41732	0	0	0	0	9,76
			0,8001	3,56	0,90424	0	0	0	0	5,26
				1,602	0,508	0	0	0	0	2,11
				0	0,2286	0	0	0	0	0,23
				0	0	0	0	0	0	0,00

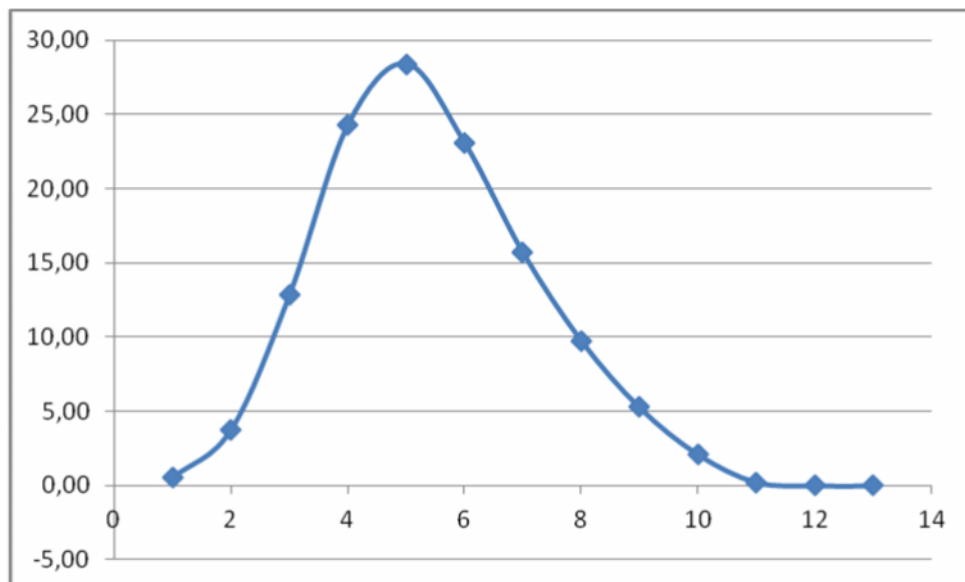


Figura 142.1- Hidrograma obtido após a convolução

142.2 Desconvolução

A desconvolução é quando dado o runoff e a precipitação excedente queremos achar o hidrograma unitário. E a solução é só aplicar as equações já acima formuladas no início.

142.3 Hidrograma unitário sintético

Conforme Bedient et al, 2008 foi no período de 1932 a 1970 que se desenvolveram a maioria dos métodos para achar o hidrograma unitário sintético, que é uma das melhores previsões hidrológicas que existe para um determinado evento de chuva.

142.4 Métodos que usam o Hidrograma unitário sintético

O hidrograma unitário sintético pode ser aquele obtido pelo SCS, mas também pode ser da aplicação do Método de Clark, Método de Snyder, Método de Espey e outros. Em todos eles deve ser aplicado a convolução para se obter o hidrograma.

Relembremos que o método Racional não forma diagrama unitário sintético e nem hidrograma final, fornecendo só o valor do pico.

O método Santa Barbara já forma diretamente o hidrograma sem precisar de hidrograma unitário, mas é válido para áreas urbanas inferiores a 50km².

142.5 Bibliografia e livros consultados

- BEDIENT, PHILLIP B et al. *Hydrology and flood plain analysis*. 4a ed. Prentice-Hall, anop 2008, 795 páginas, ISBN 13:978-0-13-174589-6.
- NICKLOW/BOULOS/MULETA. *Comprehensive urban hydrologic modeling handbook for engineers and planners*. 376 paginas, ISBN 0-97455689-6-1. Chapter five- Surface runoff. 2006

Capítulo 143

Método da Curva “S”

Capítulo 143- Método da curva S

141.1 Introdução

O método da curva S também é chamado de hidrograma unitário S.

Conforme Bedient et al, 2008 o método da curva S permite a construção de um hidrograma unitário de qualquer duração D' dada uma duração conhecida D . A propriedade linear do método do hidrograma unitário permite que se possa gerar um hidrograma unitário com duração maior ou menor.

Para melhor esclarecer os valores de duração são:

D = duração do hidrograma unitário conhecido

D' = duração do hidrograma unitário que queremos.

A multiplicação a ser feita será D/D' .

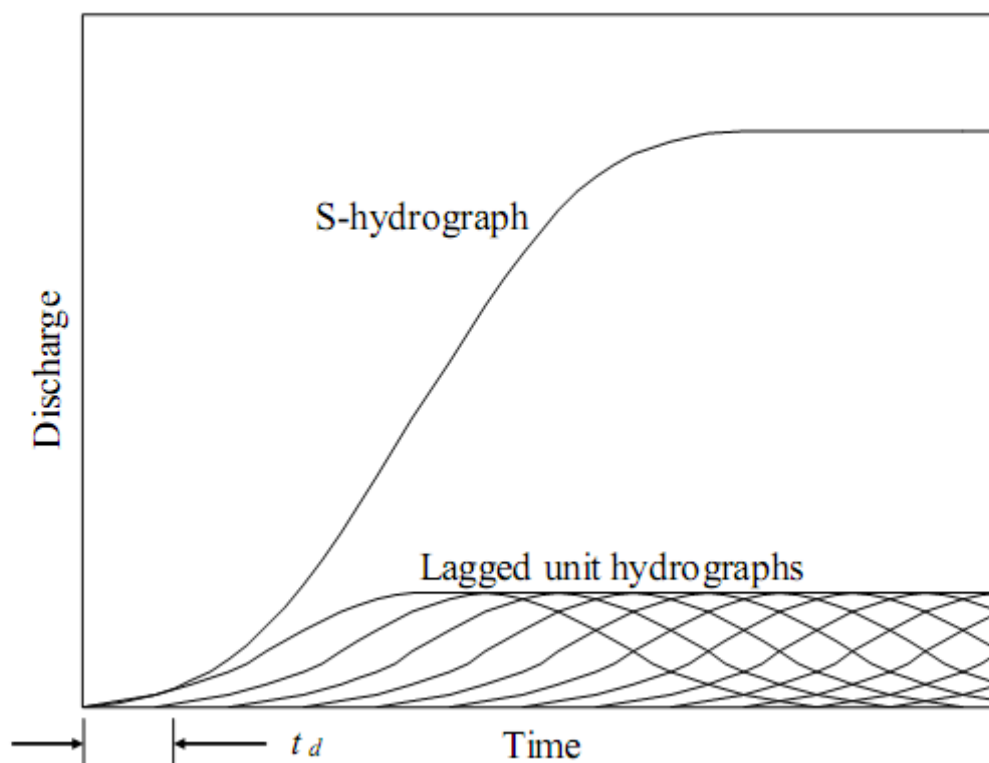


Figura 143.1- Método do hidrograma unitário S ou Método da curva S.
Fonte: NICKLOW, 2006

Exemplo 143.1- Bedient et al, 2008

Dado o hidrograma unitário conforme Tabela (143.1) com ordenadas de 2h converter em hidrograma de 3h usando o Metodo da curva S.

Tabela 143.1- Dados do problema do hidrograma unit,ário para intervalo de 2h

1	2
Tempo	hidrograma unitario
(h)	(m3/s/cm)
0	0,00
1	0,84
2	2,79
3	3,34
4	3,06
5	2,23
6	1,11
7	0,84
8	0,56
9	0,28
10	0,00
11	0

Tabela 143.2- Cálculo do hidrograma unitário de 3h de intervalo tendo o de 2h baseado em Bedient et al, 2008.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Tempo	hidrograma unitario						Curva S	Defazage		D/D' = 2/3
(h)	(m3/s/cm)						Soma	3h	Diferença=S-defasagem	3h UH
0	0,00						0,00		0	0,0
1	0,84						0,84		0,84	0,6
2	2,79	0,00					2,79		2,79	1,9
3	3,34	0,84					4,18	0,00	4,18	2,8
4	3,06	2,79	0,00				5,85	0,84	5,01	3,3
5	2,23	3,34	0,84				6,41	2,79	3,62	2,4
6	1,11	3,06	2,79	0,00			6,96	4,18	2,79	1,9
7	0,84	2,23	3,34	0,84			7,24	5,85	1,39	0,9
8	0,56	1,11	3,06	2,79	0,00		7,52	6,41	1,11	0,7
9	0,28	0,84	2,23	3,34	0,84		7,52	6,96	0,56	0,4
10	0,00	0,56	1,11	3,06	2,79	0,00	7,52	7,24	0,28	0,2
11	0	0,28	0,84	2,23	3,34	0,84	7,52	7,52	0,00	0,0

Coluna 1

Tempo em horas

Coluna 2

Vazões do diagrama unitário em $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$

Coluna 3

Defazagem de 2h

Coluna 4

Defazagem de 2h

Coluna 5

Defazagem de 2h

Coluna 6

Defazagem de 2h

Coluna 7

Defazagem de 2h

Coluna 8

É a curva S que é a soma de todas as curvas, isto é, deste a coluna 2 até a coluna 7.

Coluna 9

É a coluna 8 com defazagem de 4h

Coluna 10

É a diferença entre a curva S da coluna 8 menos a curva 9

Coluna 11

É a multiplicação da coluna 10 com $D/D' = 2/3 = 0,6666$

É o resultado que queremos, isto é, com defazagem de 3h ao invés da 2h dado.

143.5 Bibliografia e livros consultados

- BEDIENT, PHILLIP B et al; Hydrology and flood plain analysis. 4a ed. Prentice-Hall, ano 2008, 795 páginas, ISBN 13:978-0-13-174589-6
- NICKLOW/BOULOS/MULETA. *Comprehensive urban hydrologic modeling handbook for engineers and planners*. 376 paginas, ISBN 0-97455689-6-1. Chapter five- Surface runoff. 2006