Cálculos hidrológicos e hidráulicos para obras municipais

5 de maio de 2002

Cálculos hidrológicos e hidráulicos para obras municipais

Microdrenagem: galerias
Macrodrenagem: canais
Bueiros para travessias de estradas
Vertedores e orifícios
Routing do reservatório
Método Racional
Método Santa Bárbara
Método do SCS
Método do SCS TR-55
Método de Denver
Pré-dimensionamento de piscinão: 11 métodos
Piscinões
Equação das chuvas
Chuva excedente pelo método do número CN do SCN
Fórmula de Manning
Transporte de sólidos

ISBN 85-87678-07
Livro publicado em papel em 25 de setembro de 2002- ESGOTADO

Dedico este livro a minha mulher Edith
aos meus filhos: Plínio Augusto, Luciana, Fabiana
aos netos Thais, Ana Carolina, Beatriz e Lucas
aos genro e nora Ivanésio e Ana Claudia

"E fêz Deus o firmamento, e dividiu as águas que estavam por baixo do firmamento, das que estavam por cima do firmamento"
Gênesis 1:7

Alguns cientistas acreditam que pequenos cometas entre 20ton a 40ton caem na Terra caem como bolas de gelo e se derretem. Em cada 10.000anos a Terra tem mais de 6mm de água por toda a sua superfície. Isto faz suspeitar que a bíblia estava certa e que a água vem de cima do firmamento.

E.C. Pielou – Fresh Water in The big splash, 1990 L. A. Frank

Comunicação com o autor

Engenheiro Plínio Tomaz
Telefone: (011) 2455-0149
e-mail: pliniotomaz@uol.com.br

Apresentação

Como membro da Associação dos Engenheiros, Arquitetos e Agrônomos de Guarulhos participamos junto com os técnicos da Prefeitura Municipal de Guarulhos da elaboração do Código de Obras de Guarulhos. Acrescentamos ao código de obras a necessidade de se elaborar piscinão em áreas particulares além de 10.000m^2. Daí começamos a treinar os engenheiros de Guarulhos a como dimensionar um piscinão. Fizemos três palestras e do contato com os engenheiros e arquitetos tive que explicar cada vez mais, até que finalmente nasceu este livro.

Aplicamos na cidade de Mairiporã o dimensionamento de bueiros, pontes, canais e galerias. A experiência que tive na Prefeitura Municipal de Guarulhos e Mairiporã mostrou a necessidade de explicar o funcionamento de um bueiro de uma maneira bem simples. Tive oportunidade de ver inúmeros bueiros mal dimensionados e que não funcionaram.

Procuramos também explicar da melhor maneira possível o cálculo do tempo de concentração e da chuva excedente, que causam grandes problemas nos projetos de drenagem.

No que se refere ao período de retorno procuramos facilitar a compreensão e fornecer mais elementos para a decisão.

Sempre nos baseamos nos conselhos do prof. dr. Kokei Uehara de que o engenheiro não deve ficar só na teoria, tendo que ir ao campo e praticando os seus conhecimentos.

Cada capítulo pode ser lido separadamente, o que facilita a compreensão dos vários assuntos.

O livro trás tópicos importantes em Hidrologia e Hidráulica para ser relembrado a engenheiros e estudantes. O objetivo é aplicação em obras de drenagem urbana e excelente para os meus colegas engenheiros civis que trabalham em prefeituras do interior onde não dispõem de firmas de consultorias para elaborar os seus projetos.

Procurei de uma maneira bastante simples explicar o dimensionamento de reservatório de detenção, ou seja, os piscinões, bem como galerias, canais e bueiros.

No que se refere a piscinões o livro explica mais em detalhes para perfeito entendimento. São explicadas onze maneiras de fazer um pré-dimensionamento de um piscinão e a verificação através do *Routing* do reservatório. São explicados também com detalhes o método racional para áreas menores que 3km^2, método de Santa Bárbara para áreas até 50km^2, Método do SCS, o método de Denver, bem como o método SCS TR-55 para áreas para até aproximadamente 280km^2.

É fácil a aplicação do livro com uso de micro-computadores usando planilhas eletrônicas do tipo Excel da Microsoft.

Agradeço a Deus, o Grande Arquiteto do Universo, a oportunidade em poder contribuir na procura do conhecimento com a publicação deste livro.

Guarulhos, 17 de abril de 2002

Engenheiro civil Plínio Tomaz

Prefácio

Quem já trabalhou em áreas de planejamento, projeto, execução de obras e na manutenção de instalações prediais, deve ter enfrentado muitas dificuldades por falta de dados. Na verdade este é um problema crônico generalizado na área de engenharia no nosso país, uma vez que não é muito usual os nossos colegas publicarem artigos sobre as dificuldades que desafiaram e as soluções encontradas. Porém, neste livro intitulado "Previsão de Consumo de Água", o engenheiro Plínio Tomaz, fugindo da regra acima comentada, deixa para os técnicos em geral que atuam na área de instalações a sua experiência profissional de 34 anos como engenheiro hidráulico e sanitarista.

Os técnicos e pesquisadores do ramo poderão encontrar aqui respostas para suas dúvidas quanto ao consumo e a desagregação da água nos prédios comerciais, industriais, postos de gasolina e lava-rápidos, bem como caminhos suaves para o dimensionamento de ligação de água e esgoto sanitário.

Este livro será de muito utilidade para engenheiros, tecnólogos, arquitetos e técnicos de nível médio que trabalham na área de instalações prediais.

O engº Plínio Tomaz é formado em engenharia civil pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo em 1966. Participou de diversos cursos de pós-graduação e especialização na EPUSP, sob minha orientação. Foi professor e colega do Departamento de Hidráulica da Faculdade de Tecnologia de São Paulo do Centro Estadual de Educação Tecnológica Paula Souza da UNESP. Assim sendo tive o privilégio e oportunidade de acompanhar a ascensão científica, tecnológica e educacional do autor que se nota neste trabalho.

O fato de publicar este livro para ajudar os técnicos da área de instalações prediais com linguagem simples e abundância de dados e indicando uma farta bibliografia, citando entre outros livros didáticos tais como "Manual de Hidráulica" do Professor Dr. José Martiniano de Azevedo Netto, 8ª edição, 1999 e "Coleta e Transporte de Esgoto Sanitário"do professor Dr. Pedro Alem Sobrinho e Professor Dr. Milton Tomoyuki Tsutiya, 1ª edição, 1999, mostra a sua formação de educador e técnico. Já o seu lado científico é nivelado pela citação de vários trabalhos de pesquisas, tais como a dissertação de mestrado e tese de doutoramento do Professor Dr. Orestes Marracini Gonçalves.

É muito oportuno a publicação deste livro no mercado nacional para os estudiosos e técnicos da área de instalações prediais.

Dr. Kokei Uehara
Professor Titular da EPUSP

CURRICULUM VITAE

Plínio Tomaz, formou-se engenheiro civil em 1966, pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Neste ano assumiu a Diretoria de Águas e Esgotos na Prefeitura Municipal de Guarulhos, na qual atuou por 30 anos.

Foi fundador do SAAE (Serviço Autônomo de Água e Esgoto) de Guarulhos e atuou em áreas como administração, projetos de abastecimento de água e esgotos sanitários, construção de obras de saneamento básico, manutenção e operação. Fez parte do Conselho Estadual de Águas e Esgotos como representante de Guarulhos. É sócio da AWWA (American Water Works Association), ABES (Associação Brasileira de Engenharia Sanitária), IWA (International Water Association), WQA (Water Quality Association) e ABAS (Associação Brasileira de Águas Subterrâneas).

Em Guarulhos, executou 1.610 km de rede de água desde 75mm até 1.400mm, 963 km de rede de esgoto sanitário, estação de tratamento de água potável, estações de elevatórias de água potável, boosters fixos e removíveis, reservatórios de concreto e aço. Em 1968, inaugurou uma oficina de hidrômetros feita somente com funcionários do SAAE de Guarulhos.

Paralelamente ao cargo efetivo de Diretor, exerceu durante muitos anos o cargo de Superintendente do SAAE de Guarulhos. Na área administrativa, implantou a emissão e controle de contas de água no SAAE e impostos prediais e territoriais urbanos na Prefeitura Municipal de Guarulhos.

Sob a orientação do prof dr. Kokei Uehara, participou de diversos cursos de pós-graduação e especialização na Escola Politécnica da USP e na Faculdade de Saúde Publica de São Paulo. Ministrou aulas de Hidráulica na CETESB, como consultor, e na Faculdade de Tecnologia de São Paulo (FATEC) da Universidade Júlio de Mesquita Filho (UNESP).

Foi Professor Assistente, Coordenador do Núcleo de Pesquisas Hidráulicas e fez parte da Congregação da FATEC.

No SAAE, teve a oportunidade de fazer inúmeras pesquisas, como determinação dos erros em medidores, instalações de hidrômetros em prédios de apartamentos, determinação do Coeficiente C de Hazen-Willians em redes de água e utilização de novos materiais, como por exemplo, o tubo de PEAD (Polietileno de Alta Densidade), utilização do til radial para redes de esgotos e pesquisas da deformação diametral dos nos tubos de plásticos para esgotos sob efeitos de cargas móveis.

Aposentado do SAAE de Guarulhos em 1996, assumiu o cargo de Diretor de Exploração Mineral, no Departamento Nacional de Produção Mineral (DNPM), do Ministério de Minas e Energia (MME) em julho de 1997 até agosto de 1999. Atualmente é vice-presidente do Conselho Deliberativo do SAAE de Guarulhos.

É membro do Sub-comitê Juqueri-Cantareira e membro suplente do Comitê do Alto Tietê e relator da Câmara Técnica de Macrodrenagem e enchentes da Bacia do Alto Tietê. É coordenador de Drenagem da Agende- Agência de Desenvolvimento de Guarulhos e Coordenador Regional da Defesa Civil do Estado de São Paulo- região 3.

Publicou o livro “Conservação da Água” em maio de 1999; “Previsão de Consumo de Água” em maio de 2000 e “Economia de água” em setembro de 2001.

Cálculo hidrológico e hidráulico para obras municipais

INDICE GERAL

Capítulo	Título do capítulo	Páginas	
1	Conceito de reservatório de detenção (piscinão)	11	28
2	Chuvas intensas	29	64
3	Período de retorno	65	75
4	Fórmula de Manning, galerias e canais	76	112
5	Tempo de concentração	113	129
6	Método racional	130	148
7	Chuva excedente - método do número da curva CN do SCN	149	168
8	Infiltração pelo método de Horton	169	178
9	Orifício, vertedor e curva cota- volume	179	195
10	Routing do reservatório	196	208
11	Método Santa Bárbara	209	228
12	Dimensionamento preliminar de reservatório de detenção	229	255
13	Transporte de sólidos	256	272
14	Método SCS TR 55	273	286
15	Bueiros	287	339
16	Análise de beneficio custo	340	350
17	Manutenção e operação	351	355
18	Medidas não estruturais	356	360
19	Galerias de águas pluviais – micro-drenagem	361	393
20	Método de Denver	394	403
21	Método do SCS	404	417
22	Bibliografia e livros consultados	418	422
Apêndice A	Lei sobre reservatório de detenção	423	430
Apêndice B	Detenção em lotes em Guarulhos- método não convencional	431	435
Apêndice C	Reservatório de detenção, Pacaembu, São Paulo, capital	436	438

Capítulo 1

Conceito de reservatório de detenção (piscinão)

"Devemos sempre tentar o ótimo e se não conseguirmos, atingiremos o bom"
prof. dr. José Meiches, EPUSP

SUMÁRIO

Ordem	Assunto
1.1	Introdução
1.1.1	Dallas, Texas, USA
1.2	Piscinões no vale do rio Tamanduatei, São Paulo
1.3	Piscinões executados pela prefeitura municipal de São Paulo
1.4	Outros exemplos de piscinões
1.5	Conceito de análise e síntese
1.6	Localização do piscinão
1.7	Frederick Law Olmsted, paisagista americano
1.8	Normas sobre reservatório de detenção em New Jersey -USA
1.9	Código de Wisconsin- USA
1.10	Flórida- USA
1.11	Fórmula prática de New Jersey (Al Pagan)
1.12	Cidade de Elburn, Illinois, USA
1.13	Estado de Illinois, USA
1.14	Universidade da Carolina do Norte, USA
1.15	New York Department of environmental conservation, USA

Capítulo 1- Conceito de reservatório de detenção (piscinão)

1.1 Introdução

Antes de elaboramos um projeto completo de um piscinão, devemos primeiramente estimar o volume, as dimensões, os benefícios, os custos e a viabilidade técnica e financeira da obra. Após a viabilidade do empreendimento, é que será feito o projeto completo do reservatório de detenção levando-se em consideração além do volume do mesmo, os vertedores e orifícios de saída e demais detalhes da obra.

Para o controle de enchentes existem métodos convencionais e não-convencionais. Os canais, galerias de águas pluviais são exemplo de obras convencionais. A detenção das águas de chuvas em pavimentos porosos, cobertura em telhado plano, detenção em lotes, são métodos não convencionais.

A idéia de construir piscinão não é nova. No Brasil em 1925 o engenheiro sanitarista, Saturnino de Brito, projetou dois enormes reservatórios de detenção com um milhão de metros cúbicos cada, sendo um junto ao rio Tietê na região do Tatuapé e outro no rio Tamanduatei na capital de São Paulo. Serviriam ainda para embelezamento e para passeios náuticos. Os projetos não foram executados.

A construção de reservatórios de detenção é muito antiga, sendo usado correntemente pelos povos da antiguidade.

Na Figura (1.1) mostra um piscinão seco com 360m de comprimento. Observar que toda a área é gramada e o vertedor retangular ao fundo.

Figura 1.1 Reservatório de detenção nos Estados Unidos, North of Lambeth of Indian Trails Middle School, com 360m de comprimento.

Os piscinões vem sendo executado há tempos nos Estados Unidos, Canadá, França, Suécia, Austrália e outros países. Nos Estados Unidos desde a década de 1970 o uso de piscinões para controle de enchentes vem sendo usado amplamente.

Reservatório de detenção ou piscinão é um reservatório aberto ou fechado que tem por função regular a vazão de saída num valor desejado, de maneira a atenuar os efeitos a jusante da vazão de entrada. Existem também os reservatórios de retenção que têm a função de regularizar a vazão de saída num valor desejado, mas retêm a água um tempo maior que os reservatórios de detenção.

Neste trabalho usaremos as palavras reservatório de detenção e piscinão como sinônimos.

Um dos grandes problemas do desenvolvimento urbano com relação a enchentes, é o aumento do volume de escoamento superficial, devido a impermeabilização da superfície por edifícios, estradas, estacionamentos etc.

Uma maneira prática de se resolver os problemas de enchentes é a construção de reservatório de detenção. O reservatório de detenção reterá a água por um certo tempo evitando os picos de enchentes. As águas pluviais podem escoar para fora do reservatório de detenção por gravidade ou bombas centrífugas.

A Figura (1.2) mostra um reservatório de detenção de pequeno volume, muito usado nos Estados Unidos em áreas residenciais, geralmente gramado e que ninguém nota que é um piscinão.

Figura 1.2 Reservatório de detenção em conjunto habitacional nos Estados Unidos.

1.1.1 Dallas, Texas, USA

Na cidade de *Dallas* nos Estados Unidos, foi construído em 1993 um reservatório de detenção com 268.000m^3, sendo na época considerado uma das maiores obras daquele país. Foram construídos 13 túneis paralelos com 7,32m de largura e 12,20m de altura com comprimento total de 3.507,5m escavados em rocha. A geratriz superior dos túneis está a 10,37m abaixo da superfície. As bombas centrífugas submersíveis usadas foram da marca *Flygt* com capacidade para esvaziar o reservatório em 16h, a fim de esperar por outra chuva. Com a construção do reservatório de detenção de Dallas, foi resolvido definitivamente o problema de enchentes na região.

Ao se executar piscinão molhado o Departamento de Entomologia e Nematologia da Flórida nos Estados Unidos, conforme regulamentação de setembro de 1997, recomenda que os reservatórios devem ser profundos e não rasos e quando do aparecimento de mosquitos, os mesmos podem ser controlados por larvicidas após as devidas inspeções. Mesmos nos casos

onde houve a proliferação de mosquitos, não apresentaram problemas ao meio ambiente, sendo de fácil resolução. De preferência, o piscinão deve ser seco.

Na cidade de São Paulo, foi construído em 1992 em concreto armado, o piscinão do bairro do Pacaembu na praça Charles Muller, em frente ao estádio municipal de futebol Paulo Machado de Carvalho, com condições de armazenar 74.000 m^3 de água de chuva. Foi o primeiro piscinão do Brasil feito nos conceitos modernos, batizado como o piscinão do Maluf, que era prefeito na ocasião. O objetivo da obra de conter as enchentes na av. Pacaembu foi obtido com sucesso.

Há dois conceitos de construção de reservatórios de detenção, o americano e o francês. Os americanos preferem a regularização da vazão *sem equipamentos* eletro-mecânicos (bombas centrífugas), isto é, por gravidade. Já os franceses, que usam como modelo a cidade de *Bordeaux* utilizam muito os equipamentos eletro-mecânicos.

1.2 Piscinões no vale do rio Tamanduatei

O governo do Estado de São Paulo através do Departamento de Águas e Energia Elétrica (DAEE), está construindo no vale do Tamanduatei na capital seis reservatórios de detenção. No total estão previstos na capital de São Paulo 26 piscinões.

O reservatório de detenção da Vila Rosa localizado junto a avenida Humberto Alencar Castelo Branco em São Bernardo terá volume útil de 113.000 m^3. O reservatório será a céu aberto. Funcionamento: a água de chuva entrará no reservatório e quando a chuva parar, os equipamentos de telemetria funcionarão e será permitido que a água retorne para o rio por gravidade.

Em São Bernardo no Jardim Farina está sendo construído a céu aberto o reservatório off-line com 94.000m^3. As águas das chuvas entrarão lateralmente para o reservatório de detenção. Após o término da chuva, cinco bombas de sucção bombearão a água para o rio novamente.

Em São Bernardo ainda será feito o terceiro reservatório de detenção na praça dos Bombeiros junto a avenida Rotary, com 33.000m^3. O reservatório será fechado, coberto com laje. Durante a chuva um vertedor conduzirá por gravidade a água para o reservatório. Quando acabar a chuva, equipamentos de telemetria esvaziarão o reservatório por meio de bombas centrífugas.

O quarto reservatório que está sendo construído em Diadema com 84.000m^3. Quando chove a água e o nível do curso d'água ultrapassa determinada cota, o escoamento se direciona através do vertedouro para o reservatório. Para isto usam-se comportas. Equipamentos de telemetria acionarão válvulas para a água voltar ao rio por gravidade.

O quinto está sendo construído em Santo André na área da Faculdade de Medicina do ABC com capacidade de 120.000m^3, sendo o funcionamento semelhante ao primeiro reservatório.

O sexto será na praça Mauá com 140.000m^3 junto ao paço municipal da cidade de Mauá. Será a céu aberto e poderá ser utilizado como uma praça fora da época das enchentes.

1.3 Piscinões executados pela prefeitura municipal de São Paulo

A prefeitura municipal de São Paulo planejou dez piscinões, sendo que seis já foram inaugurados:

Tabela 1.1 – Piscinões executados e em execução da prefeitura municipal de São Paulo

Local	Condição	Capacidade m^3	Data de inauguração	Custo US$	Custo/ m^3 US$
Aricanduva I	aberto	200.000		1.727.862	9
Aricanduva II	aberto	147.500		1.458.275	10
Aricanduva III	aberto	320.000		7.396.976	23
Bananal	aberto	210.000	14/12/2000	6.587.473	31
Caaguassu	aberto	310.000	23/11/1999	9.321.595	30
Guarau	aberto	240.000		7.339.450	30
Jabaquara	aberto	365.000	6/4/2000	17.201.835	47
Limoeiro	aberto	300.000	11/2/2000	2.376.910	8
Pacaembu	fechado	74.000	1995	8.000.000	108
Rio das Pedras	aberto	25.000	4/4/2000	5.332.569	213

Fonte: dados fornecidos pela prefeitura municipal de São Paulo
Nota: 1 US$= R$ 1,74

Dos dez piscinões, somente o do Pacaembu é fechado.

O ex-prefeito Celso Pita, conforme jornal "O Estado de São Paulo" de 30 de julho de 2000 investiu no seu governo US$ 350 milhões em obras contra enchentes, principalmente na construção de piscinões. O ex-secretário municipal de vias públicas Emílio Azzi disse que para acabar com as enchentes na cidade de São Paulo são necessários investimentos de cerca de US$ 9 bilhões (nove bilhões de dólares).

Figura 1.3-Reservatorio de detenção do Caaguassu junto do rio Aricanduva (quando estava sendo construído em 1999)

1.4 Outros exemplos de piscinões

A cidade de *Seatle* (1999) nos EUA tem mais de 2.000 reservatórios de detenção em edifícios multi-familiares e comerciais e 2.500 em unidades residenciais. A manutenção é feita pelos próprios usuários, sendo que a prefeitura municipal de *Seatle* fiscaliza e treina o pessoal para manutenção, para os cuidados com lixos, sujeiras, etc.

Segundo *Martin*(1997) apesar dos benefícios das bacias de detenção, não há métodos generalizados que são aceitos por todos. De modo geral a *redução do pico é fornecido pelo órgão do governo local, podendo chegar até redução de 90%.*

Em *Camberra* na Austrália, o departamento de serviços públicos exige estudos de reservatório de detenção em áreas maiores que 120m^2, com exceção das unidades residenciais.

Algumas cidades dos Estados Unidos sugerem para o cálculo reservatório de detenção o software Technical Release TR-55 publicado em 1986 pelo *Soil Conservation Service* (SCS).

Para cálculo de canais e galerias, por exemplo, procura-se a chuva que fornecerá a máxima vazão de pico, enquanto que nos reservatórios de detenção, procura-se a chuva que forneça o maior volume de reservatório. Geralmente, várias chuvas devem ser testadas para achar o volume máximo do piscinão.

Figura 1.4 – Reservatório de detenção em São Bernardo do Campo na região do Alto Tamanduatei.

Fonte: DAEE,2000

Observar a rampa de acesso e o campo de futebol que pode ser usado quando o piscinão está seco e limpo.

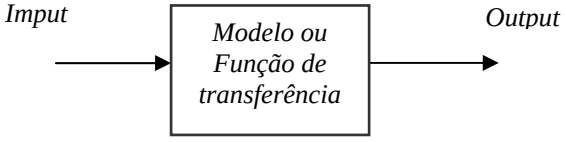
Figura 1.5- Área prevista para implantação do reservatório de detenção com 240.000m^3 no córrego Chrysler na bacia superior do córrego dos Meninos em São Paulo. Fonte: DAEE

Figura 1.6-Reservatorio de detenção com 95.000m^3 implantado junto ao córrego Saracantan na bacia superior do córrego dos Meninos em São Paulo (concluído).
Fonte: DAEE.

Observar a rampa de acesso para entrada de equipamentos destinados a manutenção do piscinão.

1.5 Conceito de análise e síntese

No conceito de análise, são fornecidos os *Imput* e os *Output* e achamos a função de transferência, que será o nosso modelo, conforme *McCuen*, 1998, segundo o esquema abaixo:



Quando estiver pronta a análise, o modelo poderá ser usado para previsões e neste caso são conhecidos os "*Imput*" e é desconhecido o "*Output*". É necessário saber na fase de síntese, como foi feita a análise e os limites do modelo.

Como exemplo seja o modelo Q=CIA da conhecida *fórmula racional*, onde "Q" é a vazão de pico de enchente, "C" o coeficiente de escoamento superficial, "I" é a intensidade da chuva e "A" área da bacia.

Quando da análise, são conhecidos os valores de Q, I, A e desconhecido o valor de C.

Quando da síntese, isto é, da aplicação da fórmula racional, são conhecidos CIA desconhecendo-se o valor de Q. É necessário conhecer muito bem os parâmetros para se conseguir um valor mais correto possível da vazão máxima Q.

É importante os conceitos de análise e síntese, principalmente na escolha adequada da fórmula do tempo de concentração, na qual o conhecimento de como a mesma foi elaborada (análise) e da maneira que a mesma vai ser aplicada (síntese).

"*O melhor método de cálculo é aquele que você conhece*", como diz o Professor Kokei Uehara da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

A palavra "conhecer" pressupõe o perfeito entendimento da análise.

1.6 Localização do piscinão

O piscinão pode ser feito "*in line*" ou "*off line*", isto é, no próprio fundo de vale ou lateralmente ao curso d'água .

A seção de estudo onde será instalado um piscinão é chamada *seção de controle***.** O piscinão pode ser *seco ou molhado*. O piscinão molhado é aquele que está sempre com água e o seco, aquele que não contém água ou só contém o escoamento base do rio ou córrego.

Dois grandes hidrólogos americanos *Stahre e Urbonas* mediante estudos feito independentemente, em 1974 e 1983 concluíram que num sistema com reservatórios de detenção (piscinão), a solução mais eficiente é que os *piscinões tenham condições uniformes em tamanho e vazão do efluente.* Isto na prática nem sempre é possível, pois, dependendo do local, pode-se aumentar ou diminuir o volume do reservatório de detenção e mudar conseqüentemente a vazão de saída.

Lakatos após estudos no estado de *New Jersey* nos Estados Unidos, concluiu que a localização de piscinão mais adequada é no meio da bacia e não na região mais baixa.

Na Figura (1.7) se pode ver um reservatório de detenção de grande volume de armazenamento em construção (1999) em *Adelaide* no sul da Austrália.

Figura 1.7 Reservatório de detenção no Monte Osmond, Adelaide, sul da Austrália (http://www.transport.as.gov.au/adelcraf/mtos2.htm)

Figura 1.8-Reservatório de detenção para águas de chuvas, feito em chapas de aço ou alumínio em tubo corrugado, fabricado pela firma *Contech* nos Estados Unidos (http://www.contech-cpi.com/)

Figura 1.9-Reservatório de detenção para águas de chuvas, feito em chapas de aço ou alumínio em tubo corrugado com 12 metros de comprimento, fabricado pela firma *Contech* nos Estados Unidos (http://www.contech-cpi.com/)

A Figura (1.8) e (1.9) mostram reservatórios de detenção feito em tubos de aço ou de alumínio, que são instalados em valas e depois aterrados. Na Figura (1.10) mostra o esquema típico de um reservatório de detenção com tubos corrugados (1999).

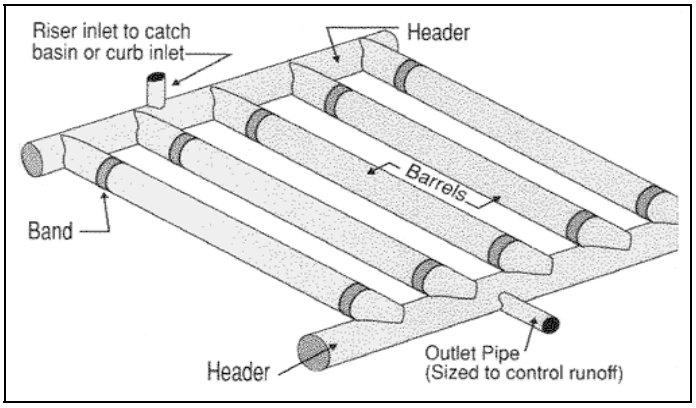


Figura 1.10-Esquema típico dos tubos de aço ou alumínio, enterrados para ser usado como reservatório de detenção.

Figura 1.11- Reservatório de detenção ao lado de uma estrada de rodagem em Woodinville, Washington, com 30 m de comprimento, 9 m de profundidade e 9 m de largura. O solo foi congelado 1,20 m e depois foi feita a escavação e as formas de concreto no seco (http://www.oz.net/~rkk/1405.html).

Na Figura (1.11) podemos ver um reservatório de detenção para armazenamento de água de chuva de uma estrada de rodagem no estado de *Washington*. O interessante nesta obra, é que o solo foi congelado ao redor do reservatório numa faixa de 1,20m e depois aberto o reservatório, colocado as formas e concretado (1999).

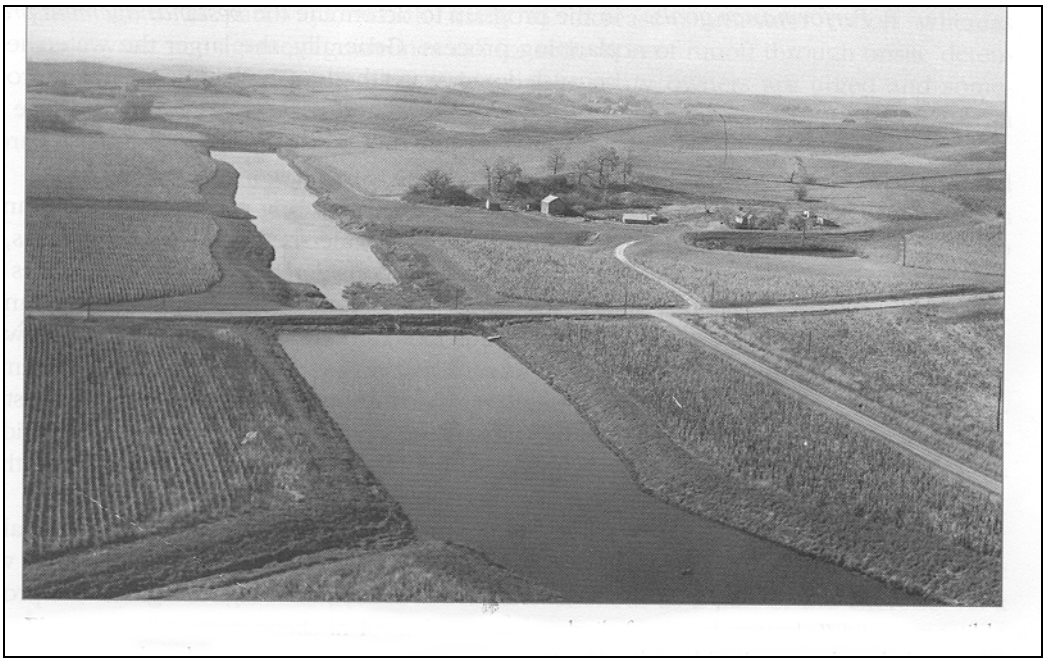


Figura 1.12-Reservatório de detenção para controle de inundação em uma fazenda em Iowa, USA.
Fonte: Marsh, William M. 1998

Na Figura (1.12) pode-se ver um reservatório de detenção em área rural em Iowa, *USA*.

1.7 Frederick Law Olmsted, paisagista americano

Frederick Law Olmsted foi quem projetou o *Central Park* em Nova Iorque (Estados Unidos). Conforme a arquiteta americana *Anne Whiston Spirn, 1995,* os arquitetos paisagistas e historiadores americanos consideram o sistema de parques de *Boston,* conhecido como *Emeraldo Necklace,* como um marco no planejamento dos parques americanos, mas poucos sabem que um terço do sistema foi projetado para o controle de enchentes e melhora da qualidade das águas e não fundamentalmente para a recreação. O projetista *Frederick Law Olmsted* criou o *Fens e o Riverway* para combater os problemas

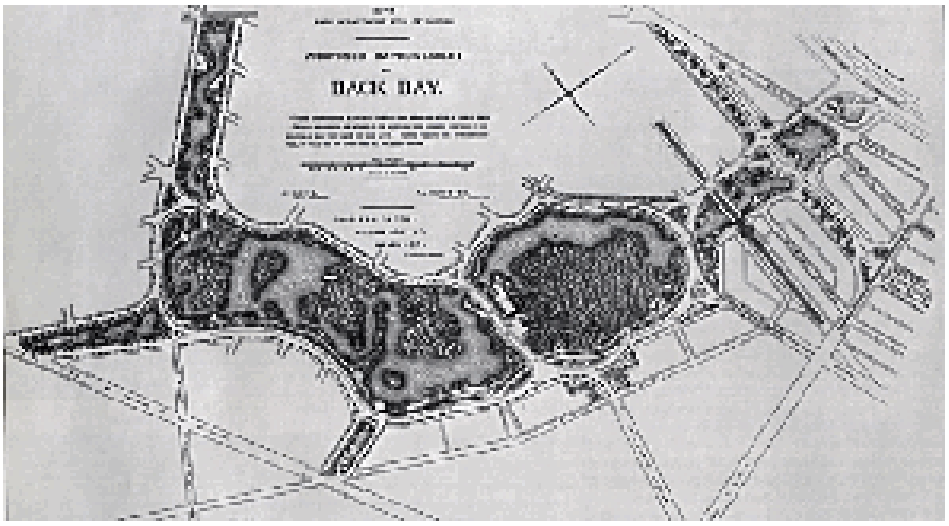


Figura 1.13-O plano para o Fens, Boston foi feito em 1877. Nele aparecem as bacias de retenção.

de enchentes e de poluição das várzeas da *Back Bay* de *Boston*.

Para o *Fens* em Boston, *Frederick Law Olmsted* criou em 1877, bacias de retenção que serviam como lagos. Segundo ainda *Anne Whiston Spirn,* os projetos modernos e "inovadores" feitos em *Chicago* e *Denver*, baseiam-se em alguns dos mesmos princípios usados por *Olmsted* em *Boston*.

Portanto, como se pode notar a idéia de reservatório para conter as águas de chuvas ou seja a detenção ou retenção é velha e a bem documentada é aquela feita em Boston em 1877 por *Olmsted.*

Os arquitetos e paisagistas americanos exploram o armazenamento de água nos telhados, nas praças públicas e nos estacionamentos para deter a água de chuva. Na área especial densamente construída de *Denver*, no distrito de renovação do Horizonte Urbano, os edifícios novos e reformados devem armazenar água nos telhados. Os telhados devem armazenar 76mm de água de chuva e as libera a razão de 12mm/h. Geralmente os códigos de obras americano prevêem que os telhados devem resistir a 150mm de água de chuva durante 24horas.

No centro de *Denver* as praças e estacionamento foram projetadas para armazenar água de chuva com o mínimo inconveniente possível para o pedestre. Uma praça está dimensionada para período de retorno de 10 anos e a água de chuva escoa a razão de 25mm/h.

Em cidades européias como *Stuttgart* a água armazenada nos telhados também servem para diminuir o consumo de energia elétrica para os aparelhos de ar condicionado. Esses telhados são denominados de "tetos molhados".

1.8 Normas sobre reservatório de detenção de New Jersey Estados Unidos

Nos Estados Unidos no estado de *New Jersey* existem normas para os reservatórios de detenção secos e molhados, isto é, aqueles que são destinados a melhoria da qualidade da água.

As normas do estado de *New Jersey* para a chuva excedente refere-se a antes do desenvolvimento urbano e depois do desenvolvimento urbano e a redução do pico do *runoff* dependerá do período de retorno, conforme a Tabela (1.2) por nós elaborada:

Tabela 1.2- Redução de pico de acordo com o período de retorno

Período de retorno (anos)	O pico após o desenvolvimento deve ser % do pico antes do desenvolvimento
2	50%
10	75%
100	80%

Fonte: adaptado de Stormwater Control Ordinance for lands within ghe Great Swamp Watershed Overlay Zone, New Jersey, USA, 2000 página 10.

As normas do estado de *New Jersey* aconselham também para o cálculo da chuva excedente (*runoff*), o uso do método do número da curva CN do *U.S. Soil Conservation Service*.

Recomenda-se que os estudos hidrológicos e hidráulicos prevejam as tormentas de projetos para períodos de retorno de 2anos, 10 anos e 100 anos.

Recomenda a aplicação do TR-55 (*Technical Release*) do *US Soil Conservation Service*.

Recomenda-se também que todo reservatório com barragem artificial, dique ou qualquer outra barreira maior que 1,50m de altura, deve ser tratado como barragem, devendo ser previsto o vertedor de emergência na crista da mesma.

Recomenda-se também que deve ser evitada a construção de reservatórios de detenção em áreas inundáveis. *Os americanos chamam de áreas inundáveis aquelas baseadas no período de retorno de 100 anos.*

Recomenda-se ainda que para reservatórios que prevalece o problema da melhoria da qualidade das águas pluviais, 90% do volume do mesmo deve ser esvaziado no período 18h para áreas residenciais, 36h para áreas comerciais. Em nenhum caso o esvaziamento deve exceder 72h.

A norma recomenda ainda que os reservatórios de detenção devem ser projetados de maneira a minimizar a propagação de insetos, particularmente de pernilongos e de maneira harmoniosa e atrativa com o meio ambiente.

Os reservatórios de detenção não devem possuir mecanismo de controle elétricos, mecânicos ou manuais.

1.9 Código de *Wisconsin* – USA

O código 1001 do estado de ***Wisconsin*** nos Estados Unidos faz as seguintes observações:

A vazão da saída do reservatório de detenção não pode exceder o pico da vazão antes do desenvolvimento para os períodos de retornos de 2anos, 10anos e 100anos.

Todos os cálculos deverão ser feitos usando o *TR-55 do SCS* já mencionado.

O interessante é que o código estabelece os números da curva de *runnof* CN antes do desenvolvimento, conforme a seguinte Tabela (1.3).

Tabela 1.3- Número máximo da curva de runoff CN para antes do desenvolvimento

Grupo hidrológico de solo	A	B	C	D
Numero da curva de runoff CN	55	68	77	80

Fonte: código 1001. Wisconsin

O código prevê ainda que todo reservatório de detenção deverá possuir um vertedor de emergência, calculado para chuva de 24h e período de retorno de 100anos.

A borda máxima deverá ter 0,30m de altura acima do vertedor de emergência calculado para 100anos de período de retorno e chuva de 24h.

1.10 Flórida USA

a) Existe regulamento para reservatório de detenção que diz que a chuva deve escoar-se no máximo em 72h (setenta e duas horas);
b) O reservatório de detenção deve receber somente chuva;
c) O reservatório deve ser o mais profundo possível e nunca raso (devido a criação de ervas daninhas pela facilidade da penetração solar);
d) As estruturas de entrada e saída devem se proteger da erosão;
e) Deve haver adequada vegetação ao lado do reservatório para evitar erosão;
f) O reservatório de detenção não deve ter depressões, pois quando o reservatório esvaziar ficará água e haverá problemas com mosquitos;
g) A manutenção do reservatório de detenção é importante;
h) Os mosquitos devem ser controlados com larvicidas, sendo importante a inspeção ao local do reservatório;
i) Os reservatórios de detenção para segurar água de chuva usualmente não produz quantidade suficiente de mosquitos para causar problemas;
j) O reservatório de detenção deverá ficar seco quando não houver chuva.

1.11 Fórmula prática de *New Jersey* (*Al Pagan*), USA

No estado de *New Jersey* nos Estados Unidos, *Al Pagan* sugeriu para um dimensionamento rápido de um reservatório de detenção para período de retorno de 100anos, o valor de 2in (5cm) sobre toda a área da bacia. Assim uma bacia com área com 2.200.000m^2 o volume estimado do reservatório de detenção será:

$$2.200.000m^2 \times 0,05m = 110.000m^3$$

Portanto o volume será de 110.000m^3 para período de retorno de 100 anos.

1.12 Cidade *de Elbun, Illinois*, USA

A cidade de *Elburn* no estado de *Illinois* nos Estados Unidos adota o período de retorno de 2 anos e 100 anos, para chuvas de 24horas. O pico da descarga para período de retorno de 2 anos deve ser menor que 0,04cfs/acre (2,8 L/s.ha) e para período de retorno de 100anos, o pico da descarga deve ser menor que 0,10 cfs/acre (7 L/s.ha).

Para a escolha da chuva é adotado as chuvas de ***Huff***. Para o primeiro quartil são adotadas as chuvas menores que 12horas. Para o terceiro quartil são adotadas chuvas maior que 12horas e menor ou igual a 24horas. O quarto quartil de *Huff* é adotado para chuvas maiores que 24horas. Caso não se tenha as chuvas de Huff, pode ser adotado a distribuição de chuva Tipo II do *SCS* (*Soil Conservation Service*).

O método racional, segundo critério de Elburn pode ser usado para o dimensionamento de reservatório de detenção desde que a área da bacia seja menor que 10acres (4 ha).

1.13 Estado de *Illinois*, USA

O estado de *Illinois* nos Estados Unidos adota que pode ser adotado o método racional para áreas de até 5 acres (2 ha), sendo que o coeficiente C não deve ser menor que 0,40 para áreas permeáveis e C=0,95 para áreas impermeáveis.

Para reservatórios secos destinado a melhoria da qualidade da água deve ser destinado uma reserva para sedimentação de no mínimo 500 cubic feet/acre (35,4m^3/ha) de área impermeável.

A profundidade mínima de um reservatório de detenção deve ser maior que 0,90m.

1.14 Universidade da Carolina do Norte, USA

O departamento de geografia e ciência da terra estudou 20 reservatórios construídos na região do *Piedmont* com objetivo de controle de enchentes. A maioria dos reservatórios tem de 32 a 45 anos (data base de fevereiro de 1998).

Os reservatórios estão rasos devido ao acumulo de sedimentos finos granulares de 2,6 ton/acre/ano (6,5 ton/ha/ano), sendo a vida útil de um reservatório de 50 anos.

Nos reservatórios destinados a controle da qualidade da água, foram removidos cerca de 98% dos sólidos totais suspensos. Mais de 60% foi removido o cromo, amônia, chumbo etc. A redução de nitrogênio, ortofosfato foi somente de 20%.

1.15 New York Department of environmental conservation, USA

Vazão de base é a porção do escoamento de um rio que não é devido ao escoamento superficial das chuvas, e é suportado pela descarga das águas subterrâneas no canal.

Extended detention: são reservatórios de detenção com a finalidade de melhorar a qualidade da água e o depósito por gravidade de sedimentos com no mínimo 24h de tempo de permanência.
First flush: 0,5 polegadas/acre (*31,75mm/ha*) da área da bacia é a água que contém mais poluentes. Para o controle de qualidade da água de chuva, considera-se que no inicio de chuva são carreadas a maior parte dos poluentes, daí o termo first flush.

Período de retorno: os estudos de pico de vazão devem ser feitos para antes e depois do desenvolvimento para 2 anos, 10 anos, 100anos com chuvas de 24h.

As chuvas de 2anos são destinadas a estudos da erosão devido ao *runoff*.

As chuvas de 10anos são destinadas ao sistema de microdrenagem urbana e as galerias de travessias de estradas (c*ulverts*).

As chuvas de 100anos são destinadas a aliviar as inundações nas propriedades e nas estradas de rodagem.

Capítulo 2
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
2.1	Introdução
2.1.1	Pluviógrafos
2.2	Valores médios das precipitações intensas de Guarulhos baseados nas relações entre as chuvas
2.3	Postos pluviométricos de Guarulhos
2.4	Método das relações de durações usando a distribuição de Gumbel
2.5	Relações das durações
2.6	Equação das chuvas intensas de Guarulhos usando o posto pluviométrico de Bonsucesso
2.7	Intensidade média de chuva na cidade de São Paulo no ponto
2.71	Conclusão a respeito das equações da chuva da cidade de São Paulo
2.8	Aplicação da equação das chuvas intensas na região
2.9	Hietograma
2.10	Hietograma baseado na chuva de duração de 2horas de fevereiro de 1983
2.11	Distribuição das chuvas nos Estados Unidos: Tipo I, Tipo IA, Tipo II e Tipo III

Capítulo 2 Chuvas intensas

2.1 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 2.6 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 24horas.

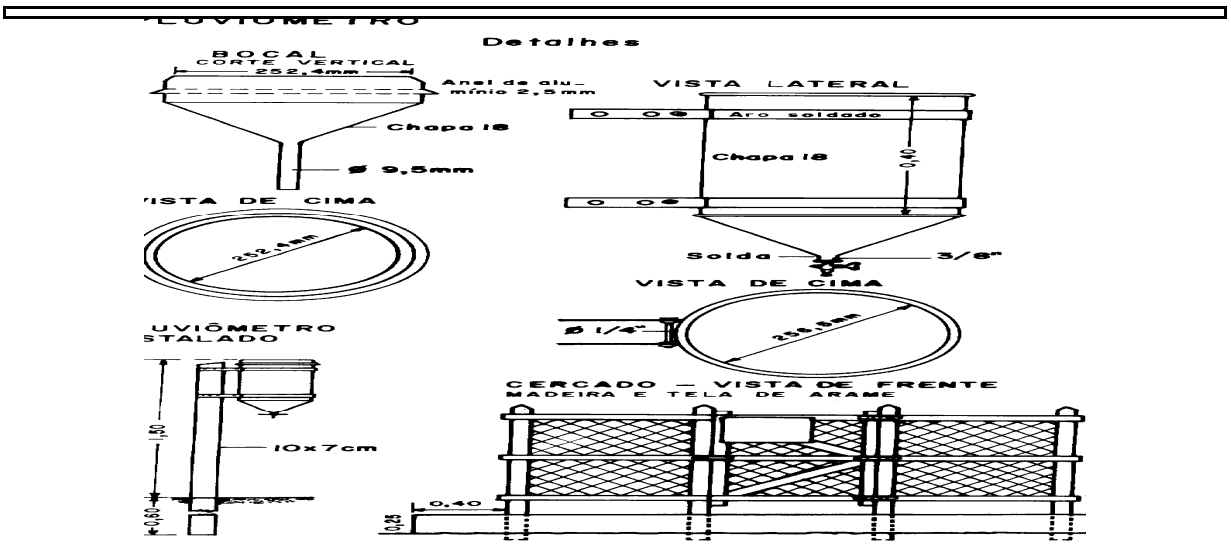


Figura 2.1- Pluviômetro tipo paulista
Fonte: Departamento de Hidráulica da EPUSP

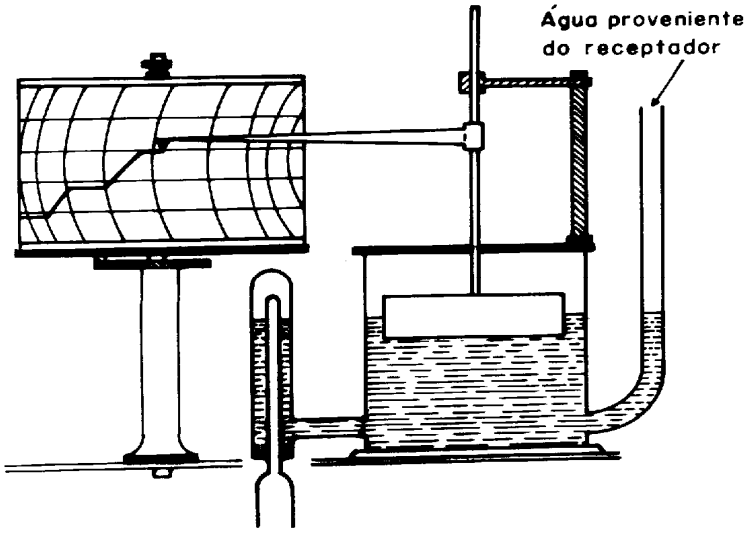


Figura 2.2- Pluviógrafo de Flutuador
Fonte: Departamento de Hidráulica da EPUSP

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

O *pluviômetro* (Figura 2.1) 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.

2.1.1 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 2.2), cujos registros permitem o estudo da relação intensidade-duração-freqüência são importante para os projetos de galerias pluviais e de enchentes em pequenas bacias hidrográficas. Esses pluviógrafos possuem uma superfície receptora de 200 cm^2.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 tem 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 escoe 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/m^2 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 espera-se que a precipitação analisada seja igualada ou superada.

2.2 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).

2.3 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 º 25'
longitude 46 º 24'
dados de 1940 até 1997.
Em funcionamento

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

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

E3-083 posto Cabuçu
bacia Tietê (Superior)
altitude 760 metros
latitude 23º 23'
longitude 46º 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 2.1- 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 (2.2).

Tabela 2.2-Cálculo do período de retorno do posto Bonsucesso Guarulhos

Posto pluviométrico de Bonsucesso em Guarulhos			
Ordem "m"	**Precipitação máxima diária anual em ordem decrescente (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 2.2 (continuação)-Cálculo do período de retorno do posto Bonsucesso Guarulhos

Posto Pluviométrico de Bonsucesso em Guarulhos			
Ordem "m"	**Precipitação máxima diária anual em ordem decrescente (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

2.4 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:

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

sendo:

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

T= período de retorno e
ln= logaritmo neperiano.
Como exemplo, para período de retorno T= 25 anos

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

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

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

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

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

Para isto façamos a Tabela 2.3 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 2.3-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**							
Beta	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00
Alfa	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.

2.5 Relações das Durações

Tabela 2.4-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 Taborga(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 (2.4) usamos o coeficiente 1,14 para passarmos da chuva de 1 dia para a chuva de 24h. Ainda na mesma Tabela (2.4), 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 . 0,573 . 122,26 = 0,65 . 122,26 = 79,87mm

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 2.4 obtendo a Tabela 2.5 e Tabela 2.6.

Tabela 2.5-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 º 25' longitude 46 º 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 α=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:

$$\mu = 75{,}08 \pm 23{,}29\text{mm}$$

Na distribuição de Gumbel o valor β é

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

Sendo o desvio padrão 23,09mm então o valor de β=18.

α= (média das precipitações – 0,577 x β)

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

$$\mu = 75{,}08 \pm 23{,}29 \text{ mm}$$

$$\mu = 75{,}08 + 23{,}29 \text{ mm} = 98{,}37\text{mm (valor máximo)}$$
$$\mu = 75{,}08 - 23{,}29 \text{ mm}=51{,}79\text{mm(valor mínimo)}$$
$$\mu = 75{,}08 + 0 =\text{mm(valor médio)}$$

Sendo o desvio padrão 23,09mm então o valor de β=18.

α= (média das precipitações – 0,577 x β)
α= (média das precipitações – 0,577 x 18)
α= (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:

α= (média das precipitações – 10,386)
α= (98,37 – 10,386)=87,98

Considerando o valor mínimo da precipitação teremos:

α= (média das precipitações – 10,386)
α= (51,79 – 10,386)=41,40

Considerando o valor médio da precipitação teremos:

α= (média das precipitações – 10,386)
α= (75,08 – 10,386)=64,69

Na distribuição de Gumbel temos:

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

β

sendo:

F(P(dia ;T) = 1 – (1/ T);
ln: logaritmo neperiano;
T= período de retorno.

Para isto façamos as Tabela 2.6 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 2.6-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
87,98 (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
41,40(mínimo)	48,0	68,4	81,9	89,5	94,9	99,0	111,6	124,2
Variação entre valor máximo e valor médio	0,16	0,13	0,11	0,10	0,10	0,10	0,09	0,08
Variação entre valor mínimo e valor médio	0,41	0,33	0,29	0,27	0,26	0,25	0,23	0,21

2.6 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 isoieta 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.

$$h=39,79.\ (t - 0,10)^{0,242}.\ \{1- 0,31.\ [\ln(\ln(T/(T-1)))+0,50764]\} \quad \text{(Equação 2.1)}$$

sendo
h = altura pluviométrica (mm);
t= tempo de duração da chuva (h);
ln= logaritmo neperiano
T= período de retorno (anos)

Exemplo 2.1

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

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

$$h=39,79.\ (2 - 0,10)^{0,242}.\ \{1- 0,31.\ \ln[\ln(25/(25-1))]+0,50764\}$$

$$h= 85,25mm$$

A equação está calculada na Tabela 2.7 para chuvas de 10minutos a 24horas. Observar na Tabela 2.8 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 intermediarias 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 2.7- Altura pluviométrica média em mm do Posto Bonsucesso de Guarulhos usando a equação de Guarulhos

	Guarulhos - São Paulo posto E3-002 Bonsucesso **altitude 700m - latitude 23 º 25' longitude 46 º 24'**

Duração da chuva	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 2.8- 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

2.7 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 23º 39'S e 46º 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:

$$I = \frac{27{,}96 \cdot T_r^{0{,}112}}{(t+15)^{0{,}86\,T - 0{,}0144}} \quad \text{(mm/min)} \qquad \textbf{(Equação 2.2)}$$

Para 60 < t = 1440 min

$$I = \frac{20{,}21 \cdot T_r^{0{,}15}}{t^{0{,}82}} \quad \text{(mm/min)} \qquad \textbf{(Equação 2.3)}$$

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:

$$I = \frac{4855{,}3 \cdot T_r^{0{,}181}}{(t+15)^{0{,}89}} \quad \text{(l/s.ha)} \qquad \textbf{(Equação 2.4)}$$

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:

$$I = \frac{29{,}13 \cdot T_r^{0{,}181}}{(t+15)^{0{,}89}} \quad \text{(mm/min)} \qquad \textbf{(Equação 2.5)}$$

$$I = \frac{1747{,}9 \cdot T_r^{0{,}181}}{(t+15)^{0{,}89}} \quad \text{(mm/h)} \qquad \textbf{(Equação 2.6)}$$

Exemplo 2.2

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:

$$\mathbf{I = 37{,}05\,(t + 20)^{-0{,}914} + (t+20)^{-0{,}914} \cdot [-5{,}966 - 10{,}88 \ln \ln (T/(T-1))]} \qquad \textbf{(Equação 2.7)}$$

para 10min ≤ t ≤ 60min

$$\mathbf{I = 19{,}24\, t^{-0{,}821} + t^{-0{,}821} \cdot [-3{,}098 - 5{,}65 \ln \ln (T/(T-1))]} \qquad \textbf{(Equação 2.8)}$$

para 60min < t ≤ 1440min (24h)

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:

$$\mathbf{I = (t + 20)^{-0{,}914} \cdot [31{,}08 - 10{,}88 \ln \ln (T/(T-1))]} \qquad \textbf{(Equação 2.9)}$$

para 10 ≤ t ≤ 60

$$\mathbf{I = t^{-0{,}821} \cdot [16{,}14 - 5{,}65 \ln \ln (T/(T-1))]} \qquad \textbf{(Equação 2.10)}$$

para 60 < t ≤ 1440 (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:

$$\mathbf{I = 39{,}3015\,(t + 20)^{-0{,}9228} + 10{,}1767\,(t+20)^{-0{,}8764} \cdot [-0{,}4653 - 0{,}8407\ \ln\ \ln(T/(T-1))]} \quad \textbf{(Equação 2.11)}$$

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 (2.9) e (2.10) 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 (2.9) que o valor é 85,1mm. Para saber a intensidade da chuva para a mesma chuva na Tabela (2.10) achamos 42,5mm/h.

Dica: a Equação (2.11) de Martinez e Magni de 1999 é a mais nova a ser usada na Região Metropolitana de São Paulo.

Tabela 2.9– 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 2.10 – 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

2.7.1 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.

2.8 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 km^2. É sempre assumida a hipótese que a chuva é uniformemente distribuída para uma área menor que 25km^2 (10mi^2) conforme Chin, 2000 que apresenta a fórmula de Leclerc e Schaake, 1972.

$$K = 1 - \exp(-1{,}1 \cdot t^{1/4}) \exp(-1{,}1 \cdot t^{1/4} - 0{,}01 \cdot A) \qquad \text{Equação (2.12)}$$

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

Exemplo 2.3 (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 100km^2.

Solução
Sendo t=24h, A=100km^2 = 40 mi^2. Substituindo na Equação (2.11):

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

Portanto, a precipitação média sobre a área de 100km^2 será 0,97 . 180mm = 175mm.

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):

$$P_{área} = P_{ponto} \cdot k \qquad \textbf{(Equação 2.13)}$$

onde:
$P_{área}$ = precipitação na área
P_{ponto} = precipitação no ponto

$$K = 1{,}0 - [\, 0{,}1 \cdot \log (A / A_o) \,] \qquad \textbf{(Equação 2.14)}$$

Exemplo 2.4 de aplicação do ribeirão dos Meninos/SP**:**

Área da bacia =A = 98,65 km²

A_o = 25 km^2
K = 0,94

Exemplo 2.5 de aplicação para o Alto Tietê /SP

Área da bacia = A=3.230 km^2

A_o = 25 km^2
K=0,789

Exemplo 2.6 para o córrego Pirajussara/SP

Área da bacia = A=72 km^2

A_o =25 km^2
K=0,95

2.9 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.

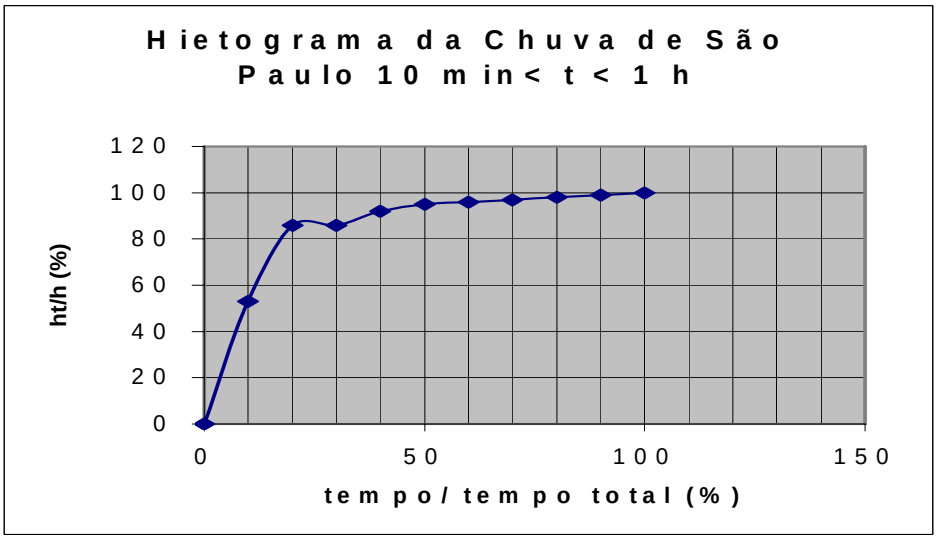
A Tabela (2.12) trás o hietograma da chuva máxima de São Paulo. Tomaremos somente as relações das alturas pluviométricas e do tempo em porcentagem relativos as chuvas máximas. Observar que os hietogramas das chuvas máximas varia para a duração da chuva, sendo as mesmas classificadas em três intervalos principais como abaixo de 1 hora, entre 1 hora e 6 horas e acima de 6 horas. As Figuras (2.3), (2.4) e (2.5) trazem os hietogramas da chuva de São Paulo para os três intervalos de duração de chuva mencionados.

Tabela 2.11-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 2.3 Hietograma da chuva de São Paulo no intervalo de 10 minutos até 1 hora.



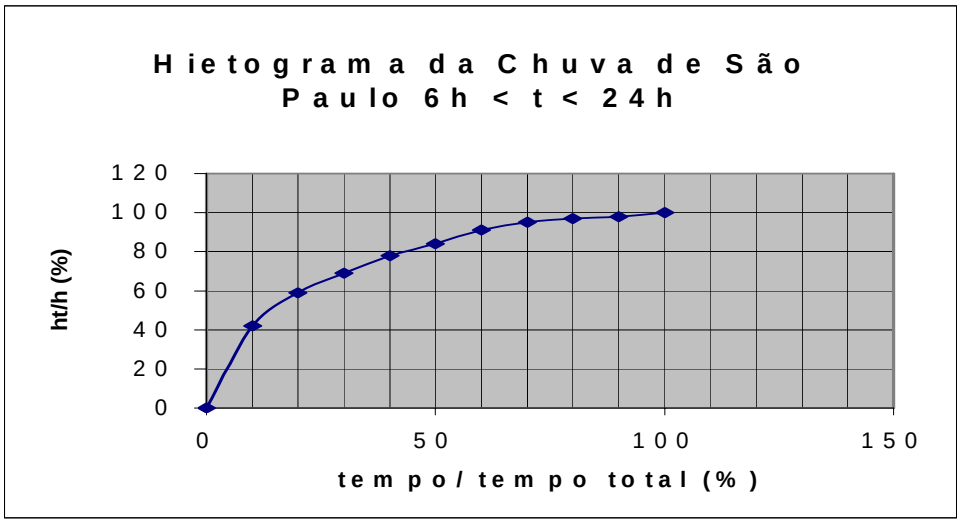
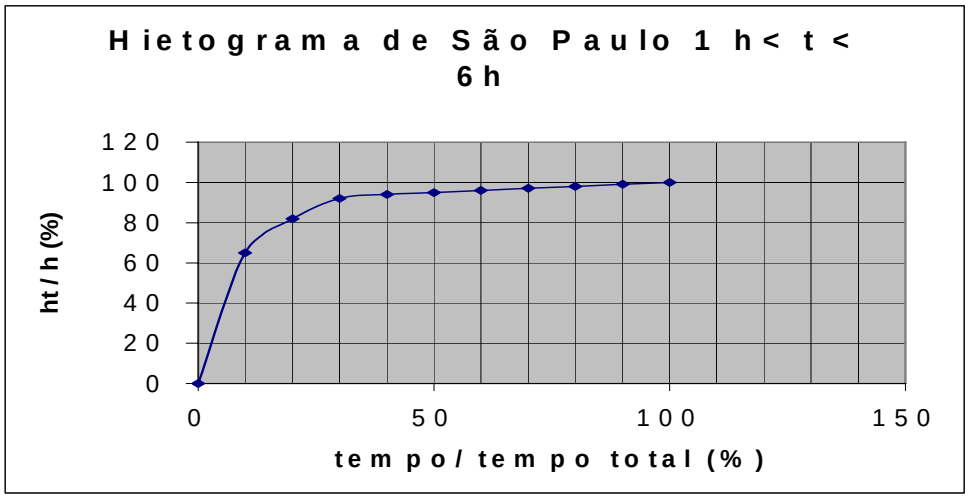


Figura 2.5-Hietograma da cidade de São Paulo para chuvas entre 6 horas e 24 horas

Figura 2.4 Hietograma da cidade de São Paulo para chuvas entre 1 hora e 6 horas



Usando a Tabela (2.11) com dados fornecido por Magni, 1986 e usando interpolação linear construímos as Tabelas (2.12) a (2.15) para chuvas de duração de 3h, 6h, 8h e 24h.

Tabela 2.12- 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 2.13- 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 2.14- Fração da chuva de 6h segundo Magni, 1986 com intervalos de 0,17h em 36 partes

Tempo (h)	Fração da chuva de 6horas 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 2.15- 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

2.10 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 (2.16), 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 km^2 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 km^2), córrego Pirajussara (72 km^2), ribeirão dos Meninos (98,65 km^2).

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 2.16– 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 (3.230km^2), 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 (2.17) e Figura (2.6).

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 100km^2 deve-se usar chuva de 2h com distribuição de Huff (1º Quartil, 50% de probabilidade).

Tabela 2.17- 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 2.6- 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

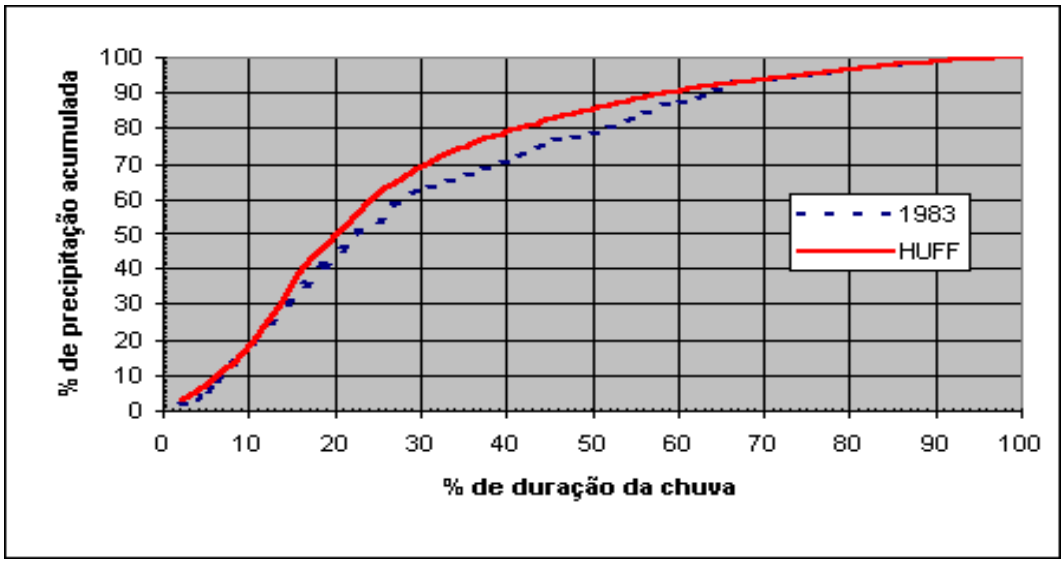


Tabela 2.18- Hietograma de chuvas de 2h para diversos períodos de retorno usando adimensional da chuva de Huff , 1º quartil com 50% de probabilidade para intervalo de 2,5min (0,0417h)

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 anos	TR=10 anos	TR=25 anos	TR=50 anos	TR=100 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
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 2.19- 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 2.20- 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**

2.11 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 (2.21).

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 2.21- 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).

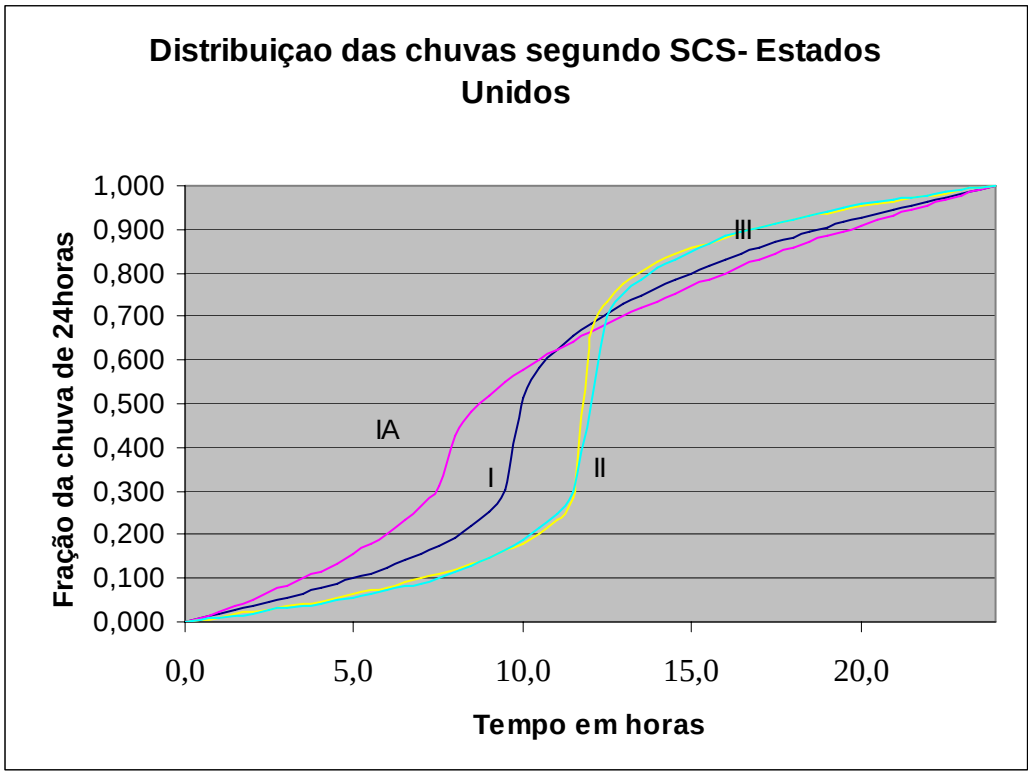


Figura 2.7- Representação da fração acumulada das chuvas do SCS

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 24horas 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.

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 freqüência
3.3	Freqüência
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).

Na Tabela (3.1) estão algumas sugestões de períodos de retorno adotados no Brasil em obras de micro-drenagem e macro-drenagem.

Tabela 3.1- Períodos de retorno para diferentes ocupações da área

Tipo de Obras	Ocupação do solo	Período de retorno (anos)
Micro-drenagem	residencial	2
Micro-drenagem	comercial	5
Micro-drenagem	edifícios públicos	5
Micro-drenagem	aeroportos	2-5
Micro-drenagem	comercial, artéria de trafego.	5 a 10
Macro-drenagem	áreas comerciais e residenciais	50-100
Macro-drenagem	área de importância especifica	500

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

Chin, 2000 apresenta as freqüências comuns de inundações adotados:

Tabela 3.2- Período de retorno usuais

Tipo de obras	Potencial danos de inundação	Freqüência de inundação (período de retorno em anos)
Coletor de águas pluviais em estradas	Impede o tráfego Custos de atrasos nos veículos devido a inundação	2 a 5 anos
Coletor urbano nas ruas	Impede acesso de emergência Custos de contorno devido a inundação Custos de atrasos nos veículos devido a inundação	10 a 25 anos
Controle rural de inundação	Danos a estradas de rodagem Danos às plantações	25 a 50 anos
Controle urbano de inundação	Danos às propriedades Danos a infraestrutura	100 anos

Fonte: Chin, 2000,

Mays, 2001 p. 628 mostra os períodos de retornos adotados pela *The American Association of State Highways and Transportation Officials (AASHTO)*, isto é, a Associação Americana dos Transportes Oficiais das Estradas de Rodagens.

Tabela 3.3 Períodos de retornos adotados pela *The American Association of State Highways and Transportation Officials (AASHTO)*

Classificação da estrada de rodagem	**Período de retorno (anos)**
Estrada arterial rural principal	50
Estrada arterial rural secundaria	25 a 50
Sistema coletor rural de macrodrenagem	25
Sistema coletor rural de microdrenagem	10
Estradas locais rurais	5 a 10
Artéria urbana principal	25 a 50
Artéria urbana secundaria	25
Sistema coletor de águas pluviais nas ruas	10
Sistema coletor local de águas pluviais nas ruas	5 a 10

Fonte: Mays, 2001 página 628
Nota: A lei federal americana interestadual recomenda que para proteção contra enchentes 2% de probabilidade ou seja (50anos) para lugares em depressões e rebaixados.

Mays, 2001 p.316 recomenda também o uso da Tabela (3.4) para escolha de período de retorno.

Tabela 3.4- Períodos de retornos recomendados de acordo com o tipo de estrutura

Tipo de estrutura	**Período de retorno (anos)**
Bueiros em estradas com tráfego baixo	5 a 10
Bueiros em estradas com tráfego médio	10 a 25
Bueiros em estradas com tráfego intenso	50 a 100
Ponte de estradas secundaria	10 a 50
Pontes em estradas principais	50 a 100
Bueiros para drenagem de fazendas	5 a 50
Bueiros para diques de fazendas	5 a 50
Drenagem urbana para cidades pequenas	2 a 25
Drenagem urbana para cidades grandes	25 a 50
Aeroportos com tráfego baixo	5 a 10
Aeroportos com tráfego médio	10 a 25
Aeroportos com tráfego alto	50 a 100
Diques em fazendas	2 a 50
Diques em voltas de cidades	50 a 200

Fonte: adaptado de Mays , 2001

Para estabelecer o período de retorno é recomendado:

a) Bom senso
b) Custos das obras

c) Prejuízos finais

Em reservatórios de detenção é normal ser escolhido vários períodos de retorno, tais como: 25 anos (Pacaembu - São Paulo), 50 anos (Dallas - Estados Unidos) e 100 anos (Lewis County-Estados Unidos).

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

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 freqüência

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:

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

Sendo:
T= período de retorno (anos);
n= número de anos de utilização das instalações ou vida útil;
R= risco (entre zero e 1).

Tabela 3.5- 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 critica 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 á 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:

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

Sendo R=0,50 temos:
Usando a Equação (3.2) temos:

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

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

3.3 Freqüência (F)

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

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

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 ***sensivity 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 freqüências 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 freqüência. 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 edificio, 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 80m^3/s e para o método de I-PAI Wu achou-se 140m^3/s, enquanto para o método SCS achou-se 235m^3/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 não são mais usados.

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. Também não devemos esquecer a prática corrente na RMSP de que a execução de obras para Tr=10anos em muito diminuirá as enchentes e já seria bom se tivéssemos todas as obras executadas para Tr=10anos.

Para obras especificas 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 4
Fórmula de Manning e canais

"Aproveite para ler agora. Pode ser que mais tarde você não tenha tempo"
Professor Moses, Poli, 1964

SUMÁRIO

Ordem	Assunto
4.1	**Introdução**
4.2	Raio hidráulico
4.3	Tensão trativa
4.4	Canais naturais de leito móvel
4.5	Borda livre de um canal
4.6	Fórmula de Manning para seção circular plena
4.7	Dimensionamento de galeria circular parcialmente cheia
4.8	Coeficientes de rugosidade de Manning “n”
4.9	Coef. equivalente de rugosidade de Manning: n_e ou coef. de rugosidade composto
4.10	Análise de sensibilidade do coeficiente “n”
4.11	Análise de incerteza da equação de Manning
4.11.1	Exemplo da escolha do coeficiente de rugosidade “n” de Manning
4.11.2	Exemplo de escolha da velocidade
4.11.3	Declividade
4.12	Canais
4.13	Número de Froude
4.14	Seções de máxima eficiência hidráulica
4.15	Velocidades
4.16	Declividades limites

Capítulo 4 -Fórmula de Manning, galerias e canais

4.1 Introdução

O escoamento em galerias, canais e sarjetas devem ser calculados pela fórmula de Manning, onde se calcula a velocidade e uma vez que já temos o comprimento obteremos o tempo de escoamento da água de chuva também chamado tempo de trânsito (*Travel Time*).

A fórmula mais conhecida para dimensionamento de condutos livres usada no Brasil e nos Estados Unidos e demais países de língua inglesa, é a fórmula experimental do engenheiro irlandês R. Manning (1816-1897) elaborada em 1891.

Na Europa geralmente é usada a fórmula de Strickler, que segundo Chaudhry,1993 é similar a fórmula de Manning.

DICA: a fórmula para canais mais usada no mundo é a de Manning.

A fórmula de Manning para qualquer seção de canal ou tubulação é a seguinte:

$$V = Ku \cdot (1/n) \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} \qquad \textbf{(Equação 4.1)}$$

Sendo:

V= velocidade média na seção (m/s);
n= coeficiente de Manning tem as dimensões $TL^{-1/3}$;
R= raio hidráulico (m). O raio hidráulico é o quociente entre a área molhada e o perímetro molhado;
S= declividade (m/m). A inicial "S" vem da palavra inglesa *Slope*.
Ku=coeficiente das unidades. Ku=1,00 para unidades do Sistema Internacional (SI) e Ku=1,40 para unidades inglesas, sendo velocidade em ft/s, raio hidráulico em ft (pés) e S em ft/ft.

DICA: **o coeficiente de rugosidade "n"de Manning tem dimensões. Na prática é usado o mesmo coeficiente para as unidades do Sistema Internacional (SI) e nas Unidades Inglesas.**

Chin, 2000 alerta sobre os cuidados que devemos proceder ao aplicar a equação de Manning. Ela deve ser aplicada somente para regime turbulento e somente é válida quando:

$$n^{6} (R \cdot S)^{0,5} \geq 1,9 \cdot 10^{-13} \qquad \textbf{(Equação 4.2)}$$

Exemplo 4.1
Um canal tem declividade S=0,0005 m/m, n=0,015, Área molhada A=12,2m^2, perímetro molhado de 11,2m, Raio hidráulico = R =1,09m achar a vazão.

Primeiramente verifiquemos se pode ser aplicada a fórmula de Manning, usando a Equação (4.2).

$$n^6(R.S)^{0,5} = 0,015^6.(1,09.0,0005)^{0,5} = 2,66.10^{-13} \geq 1,9.10^{-13}$$

Portanto, pode ser aplicada a equação de Manning. Conforme Equação (4.1) em unidades S. I. temos:

$V = (1/n).R^{2/3}.S^{1/2} = 1,58 m/s$

$Q = A.V = 19,3\ m^3/s$

4.2 Raio Hidráulico

O raio hidráulico é a relação entre a área molhada e o perímetro molhado.

$$R = \frac{\text{Área molhada } (m^2)}{\text{Perímetro molhado } (m)} \qquad \textbf{(Equação 4.3)}$$

Que pode ser calculado da Equação (4.1) de Manning, tirando-se o valor de R:

$$R = [V.n / (S^{1/2})]^{3/2} \qquad \textbf{(Equação 4.4)}$$

Exemplo 4.1- um canal retangular tem coeficiente de rugosidade "n" de Manning igual a 0,070. A largura do canal é de 2,3m e altura da lâmina d'água de 1,20m. Calcular o raio hidráulico, velocidade da água no canal e o tempo de escoamento sendo a declividade de 0,005m/m e o comprimento do canal de 1.200m.

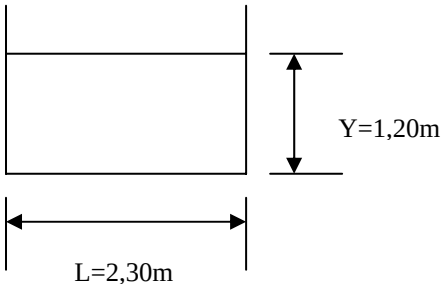


Figura 4.1- Seção transversal retangular de um canal de concreto

Portanto: S=0,005 m/m Y=1,20m L=2,30m
A área molhada é L x Y = 2,30m x 1,20m = 2,76 m^2

O perímetro molhado, isto é, a parte do canal que tem contato com a água é L+ 2 x Y = 2,30m + 2x 1,20m = 4,7m

Como o raio hidráulico é o quociente entre área molhada e o perímetro molhado então teremos:
R= área molhada/perímetro molhado = 2,76m^2 / 4,7m = 0,59m

Portanto, o raio hidráulico é 0,59m.
Sendo: Ku= 1,00 para unidades do Sistema Internacional (SI);
S=0,005m/m;
R=0,59m e
n=0,070

Usando a Equação (4.1) temos:
V= Ku x (1/n) . $R^{2/3}$. $S^{½}$) = 1,00 x (1/0,070)x (0,59 $^{2/3}$)x (0,005 ^{½})= 0,71m/s

Portanto, a velocidade da água no canal é de 0,71m/s.

O tempo de trânsito (*Travel Time*) é
T= comprimento do canal/ velocidade = 1200m/ (0,71m/s x 60 s) = 28,17min.

Portanto, o tempo de escoamento do canal é de 28,17min.

4.3 Tensão Trativa

Um parâmetro muito importante é a tensão trativa média.

$\tau_t = \gamma . R . S$ (Equação 4.5)

sendo:

τ_t = **tensão trativa média no perímetro molhado (N/m^2) Newton/m^2 ou (Pa) Pascal;**

γ = peso específico da água = 10^4 N/m^3 (o valor mais exato seria 9800);

R = raio hidráulico (m);
S= declividade (m/m) metro/metro.

Exemplo 4.2- calcular a tensão trativa com dados do Exemplo (4.1).
Como o raio hidráulico é 0,59m
Usando a Equação (4.5) temos:

$$\tau_t = \gamma . R . S = 10000 \times 0,59 \times 0,005 = 29,5 \text{ Pa} = 29,5 \text{ N/m}^2$$

Tensão Trativa para um canal muito largo

Conforme apostila de Escoamento de Canais do Departamento de Hidráulica da Escola Politécnica, para um canal largo, a tensão trativa máxima no fundo do mesmo é :

$\tau_{máxima} = \gamma . R . S \cong \gamma . y . S$ para b/y >4 (Equação 4.6)

sendo y a altura da lâmina d'água e b a largura do canal.

No talude a tensão trativa é

$\tau_{máxima} = 0,7. \gamma . y . S$ para b/y >2 (Equação 4.7)

sendo y a altura da lâmina d'água.

4.4 Canais naturais de leito móvel

Em canais constituídos por elementos granulares sem coesão temos o que se chama de escoamento em canal de leito móvel (Quintela, 1981).

Existem dois critérios usados em canais com fronteiras móveis, um baseado na velocidade critica de escoamento e outro na tensão critica de arrastamento abaixo de cujos valores o movimento dos sedimentos é insignificante.

Um deles e bastante importante é o critério de Shields.

Procura-se achar a tensão crítica de arrastamento para evitar o arrastamento em canais de leito de material granular sem coesão. Shields fez estudos em 1936 sobre as tensões criticas usando um gráfico com duas variáveis.

A primeira variável de Shields é chamada Reynolds do atrito (Re*)

$$Re^* = Vc^* \, D_{50}/\nu$$

E a segunda variável é:

$$\tau_{critico} \; / \; (\gamma_s - \gamma) \times D_{50}$$

Sendo:

$\tau_{critico}$ = tensão critica de arrastamento para o início de transporte do material sólido.

D_{50}= diâmetro característico dos elementos sólidos, sendo D_{50} representa que os elementos com diâmetros inferiores perfazem 50% do peso da amostra. Da mesma maneira D_{90} representa o diâmetro dos sedimentos para o qual os elementos com diâmetros inferiores perfazem 90% do peso da amostra;

γ_s = peso volumétrico do material sólido

γ = peso volumétrico da água (10000N/m^3)

Vc*= velocidade de atrito que é igual a $(\tau_c / \rho)^{0,5}=(g \,.R \,.\, S)^{0,5}$

ν = viscosidade cinemática = 1,006 x 10^{-6} m^2/s

O critério de Shields é bastante simples. Se o ponto achado está abaixo da linha da Figura (4.2) então os sedimentos estão em repouso. Se o ponto está acima da linha, então os sedimentos estão em movimentos. A curva de Shields foi obtida experimentalmente em laboratório e amplamente utilizada.

Para valores elevados de Re* >500 , o valor da ordenada é constante e vale 0,06. Portanto temos:

$$\tau_{critico} = 0,06 \,.\, (\gamma_s - \gamma).d_{50} \qquad \text{(Equação 4.8)}$$

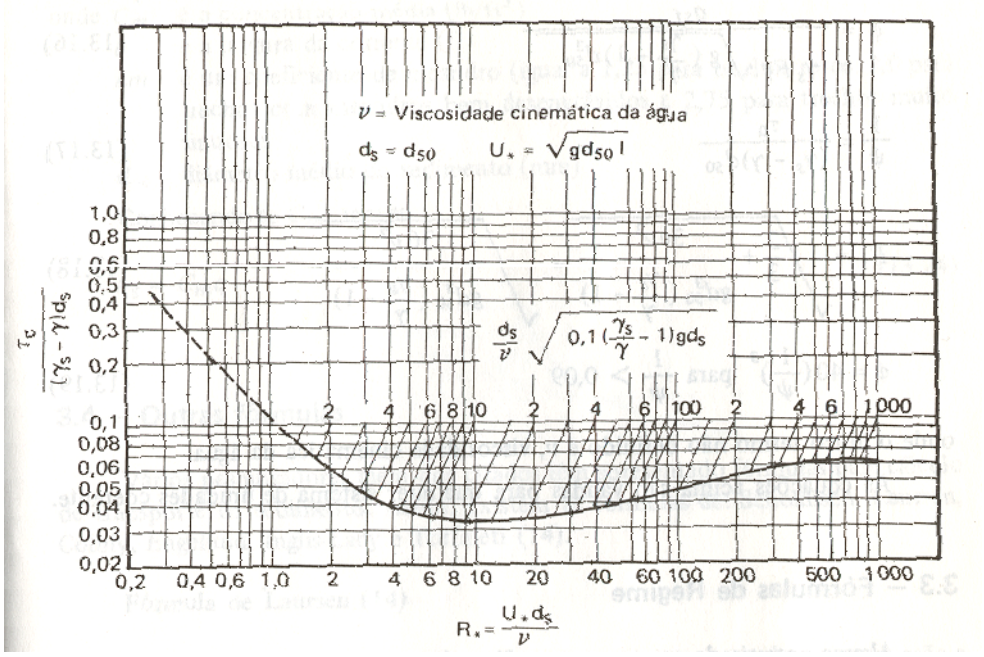


Figura 4.2-Diagrama de Shields
Fonte: Quintela, 1981 ou Swami Marcondes Villela e Arthur Matttos 1975

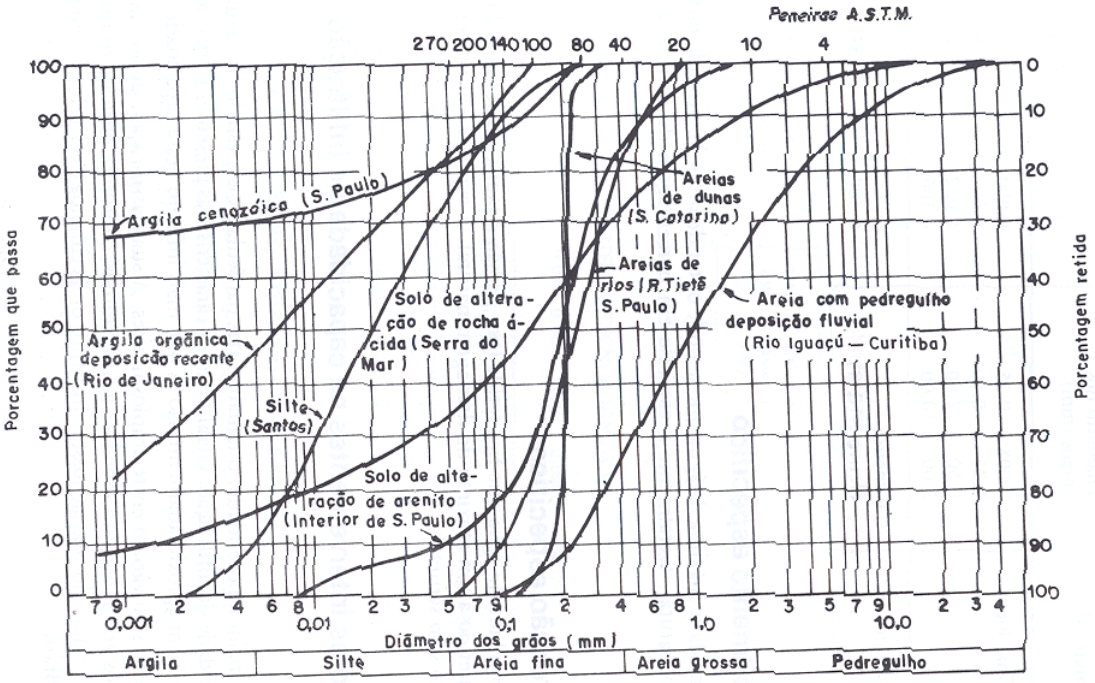


Figura 4.3- Curvas granulométricas de solos brasileiros segundo o prof. Milton Vargas in Revista Politécnica nº 149 in Garcez e Alvarez, 1988.

Segundo o padrão do *Massachussets Institute of Technology (MIT)* mais difundido no Brasil, os tipos de solos variam entre amplos limites (Garcez e Alvarez,1988).

Argilas-	diâmetro das partículas	D< 0,002 mm
Siltes-	diâmetro das partículas	0,002mm <D<0,06mm
Areias-	diâmetro das partículas	0,06mm <D<2,00mm
Pedregulhos-	diâmetro das partículas	D>2,00mm

Dica- o diagrama de Shields é de grande utilidade de projeto de canais estáveis de leito móvel na verificação da capacidade de transporte de sedimentos pelo escoamento (Righeto,1998).

Segundo *Shane e Julian*,1993 capítulo (12.19) *Erosion and Sediment Transport in Handbook of Hidrology,* o critério de *Shields* é usado freqüentemente para determinar o diâmetro da partícula de um canal estável.

Quando $\tau_{critico}$ =0,03 N/m^2 não há movimento.

Desde que o inicio do movimento das partículas é subjetivo, deve-se escolher coeficiente de segurança entre 2 e 4.

O diagrama de Shields é aceite por todos como uma boa indicação do inicio do movimento para partículas de diâmetro uniforme não coesivas especialmente em leitos planos.

Talude

Caso se trate de proteção do talude, o $\tau_{crítico}$ deve ser multiplicado pelo fator (Chin 2000 p.213)**:**

$$\textbf{Fator} = \cos\theta . [(1- (\tan\theta /\tan\psi)^2]^{0,5}$$

Sendo:
Fator: número que deve ser dimensionado a tensão trativa critica da margem;
θ =ângulo do talude;
ψ = ângulo de atrito do solo e
tan ψ = tangente do ângulo de atrito.

Exemplo 4.3 de aplicação do cálculo do Fator para as margens

Seja um canal com declividade 3 na horizontal e 1 na vertical, e ângulo de atrito de 24º O ângulo de declividade do talude é de 18,4º

$$\text{Fator}= \cos\theta . [(1- (\tan\theta /\tan\psi)^2]^{0,5} = \cos 18,4º . [1-(\tan 18,4/\tan 24)^2]^{0,5} = 0,66$$

Caso a tensão trativa achada fosse de 7,18 N/m^2 então para as paredes do canal teríamos como máxima tensão trativa tolerada o valor de 7,18 x 0,66 =4,73 N/m^2.

Sendo a declividade do canal S=0,00025 m/m e γ = 10.000 N/m^3

A tensão trativa nas margens é:

$\tau_{máxima}$ = 0,7. γ . y . S = 0,7 . 10000 .y. 0,00025= 1,75 . y

Como o máximo permissível é 4,73 N/m^2 então teremos:

$$1,75 \cdot y = 4,73 \text{ e portanto } y = 2,70m$$

Exemplo 4.4 de aplicação do <u>critério de Shields</u>

Vamos fornecer um exemplo citado por Quintela, 1981.
Um canal de leito aluvionar, com seção transversal muito larga, retangular com declividade de S=0,002 m/m. Determinar a velocidade média no canal para o qual o leito não é erodido em condições de regime uniforme. São dados o D_{50}= 12mm e D_{90}=30mm e γ_s = 2,65

Primeiramente verifiquemos a aplicação da equação da Figura (4.2).

$$(D_{50}/\ \nu\ )x\ (\ 0,1\ x\ ((\gamma_s/\gamma - 1)\ x\ g\ x\ D_{50})^{0,5}$$

substituindo os dados

$$(0,012/\ 10^{-6}\ )x\ (\ 0,1\ x\ ((2,65/1 - 1)\ x\ 9,8\ x\ 0,012)^{0,5} = 1672$$

Entrando na Figura (4.2) com 1672 verificamos que o número de Reynolds é maìor que 500 e vale

$$\tau_{crítico} = 0,06 \cdot (\gamma_s-\gamma).d_{50} \qquad \text{(Equação 4.8)}$$

$$\boldsymbol{\tau_{critico} = 0,06 \cdot (\ 1,65).\ 9800.\ 0,012 = 11,64\ N/m^2}$$

Portanto, a vazão máxima do canal deverá ser quando tivermos a tensão critica

$$\tau = \tau_{crítico}$$

Como o canal é muito largo:
$\tau = \gamma \cdot y \cdot S$ =11,64 N/m^2=9800. y . 0,002

Portanto y=0,60m

Para usar a fórmula de Manning não temos o valor do coeficiente de rugosidade de Manning "n ". Sabemos que n= 1/K sendo K o coeficiente de Gaucker-Manning.

Conforme proposto por Meyer, Peter e Muller em 1948 citado por Quintela,1981 o valor de K pode ser obtido em função de D_{90} da seguinte maneira:

$$\mathbf{K = 26/\ D_{90}^{\ 1/6}}$$

Sendo D_{90} em metros.

Como D_{90}= 30mm = 0,030m
Então
$K = 26/\ D_{90}^{\ 1/6} = 26/\ 0,030^{\ 1/6} = 47$

Como n=1/k = 1/ 47 = 0,021276

Usando a fórmula de Manning para unidades SI temos:
$V= (1/n)x (R^{2/3})x (S^{½})$
Como o canal é muito largo R=y
$V= (1/n)x (y^{2/3})x (S^{½}) = (1/0,021276)x (0,60^{2/3})x (0,002^{½}) =1,49$ m/s

Nota: na prática como o diâmetro do sedimento está na potência 1/6 podemos usar o diâmetro médio D_{50} sugerido por *Strickler* em 1948 da seguinte maneira (Lloret, 1984 p.57):

$$\mathbf{n = D_{50}^{1/6} / 21,0}$$

sendo D_{50} em metros. Para D_{50}=0,003m então n=0,018.

Canais naturais que carregam materiais em suspensão

Os canais naturais que carregam materiais em suspensão e cujo fundo do canal são do mesmo material foram estudados por Kennedy e Lacey. Estes canais podem ser dimensionados usando o método da força trativa ou pelo método da teoria do regime. O método da teoria do regime, conforme Chaudhry,1993 e Righeto,1998 é empírico e foi pesquisado na Índia e no Paquistão em canais que conduzem sedimentos cujo peso é menor que 500 mg/L (500 ppm).

Segundo Lloret Ramos, 1995 *in* Drenagem Urbana p.261 a hipótese do método de Lacey é que o canal seja retangular e bastante largo, para que o raio hidráulico confunde-se com a profundidade e a largura é praticamente, igual ao perímetro molhado. A largura admitida é de 20 vezes a profundidade. Mesmas as fórmulas mais precisas que a de Lacey não alteram muito os resultados.

A <u>fórmulas de Lacey</u> são as seguintes:

$$\mathbf{P= 4,75 \times Q^{1/2}}$$
$$\mathbf{fs= 1,59 \times d^{½}}$$
$$\mathbf{R= 0,47 \times (Q/fs)^{1/3}}$$
$$\mathbf{S= fs^{5/3} / 3168 \times Q^{1/6}}$$

Sendo:
P=perímetro molhado (m);
Q=vazão (m^3/s);
fs=fator de sedimentação (Righeto) ou fator silte (Chaudhry), que leva em consideração o tamanho do sedimento;
d=diâmetro do sedimento (mm);
R=raio hidráulico (m);
S= declividade (m/m).

A combinação das equações acima fornece a relação semelhante a fórmula de Manning.

$$V=10,8 \times R^{2/3} \times S^{1/3}$$

Sendo:
V=velocidade média (m/s);
R= raio hidráulico (m) e
S=declividade (m/m).

O diâmetro da partícula do sedimento e do fator silte (fs) é dado pela Tabela (4.1).

Tabela 4.1-Diâmetros das partículas e fator silte (fs) dependendo do material

Material	**Diâmetro da partícula do sedimento (mm)**	**Fator de sedimentação ou fator silte (fs)**
Pedra arredondada	64 a 256	6,12 a 9,75
Pedregulho áspero	8 a 64	4,68
Pedregulho fino	4 a 8	2,0
Areia áspera	0,5 a 2,0	1,44 a 1,56
Areia média	0,25 a 0,5	1,31
Areia fina	0,06 a 0,25	1,1 a 1,3
Silte (coloidal)		1,0
Silte fino (coloidal)		0,4 a 0,9

Fonte: Gupta, 1989 in Chaudhry,1993

Exemplo 4.5- Aplicação da fórmula de Lacey

Vamos usar um exemplo citado por Chaudhry, 1993 p.247 conforme fórmulas de Righeto, 1998 p.775. Usando a teoria do regime de Lacey, determinar a seção transversal de um canal que transporta sedimentos com vazão de 8 m^3/s, sendo o diâmetro da partícula de 0,4mm (areia).

Usando as fórmulas de Lacey temos:

$$P= 4,75 \times Q^{1/2} = 4,75 \times 8^{1/3} = 13,44m$$
$$fs= 1,59 \times d^{½} =1,59 \times 0,4^{½} = 1,005604$$
$$R= 0,47 \times (Q/fs)^{1/3} =0,47x (8/1,005604)^{1/3} = 0,9383m$$
$$S= fs^{5/3} / 3168 \times Q^{1/6} = 1,005604^{1,67} / 3168 \times 8^{0,167} = 0,000451m/m$$

Considerando que a declividade do talude seja 0,5 na horizontal e 1 na vertical temos:

A= área molhada
A=(b+0,5y)y = P x R = 13,44 x0,9383= 12,61m
Por tanto: b= 12,61/y –0,5y

$P= b + 2y (1+0,5^{2})^{½} =13,44 = b + 2,24 y$

Substituindo o valor de b temos:
b+2,24y=13,44

$$12,61/y –0,5 y + 2,24 y = 13,44$$

Resolvendo a equação, obtemos y=1,05m
Portanto, o valor de b será:

b+2,24y=13,44
b=13,44- 2,24 . y = 11,1m

4.5 Borda Livre de um canal

Devido a ações de ondas provocadas por ventos, embarcações, ou flutuações das vazões, é necessário que se deixe uma borda livre. Geralmente o mínimo é de 0,30m, e no Estado de São Paulo é usual adotar 25% da profundidade. Assim um canal com 2,00m de profundidade pode ser adotado borda livre de 25% ou seja 0,50m.

Conforme Chaudhry, 1993, o *U. S. Bureau de Reclamation* adota para borda livre a seguinte fórmula:

$$\textbf{Borda livre (m)} = (k \cdot y)^{0,5}$$

Sendo:
y= altura da lâmina d'água (m) e
k= coeficiente que varia de 0,8 até 1,4 dependendo da vazão do canal.

Para vazão de 0,5m^3/s k=0,8 e para vazão maior que 85m^3/s temos k=1,4.

A Tabela (4.2) fornece sugestões para bordas livres conforme as vazões nos canais conforme *Central Board of Irrigation and Power* na Índia. Fornece valores bem menores que a fórmula do *Bureau de Reclamation*.

Tabela 4.2 – Sugestões de borda livre recomendado pela Central Board of Irrigation and Power, na Índia (Raju,1983)

Vazão (m^3/s)	Vazão < 1,5 m^3/s	Vazão entre 1,5 a 85 m^3/s	Vazão > 85m^3/s
Borda Livre	**0,50m**	**0,75m**	**0,90m**

Fonte: Chaudhry, 1993

O *Bureau de Reclamation* adota a fórmula abaixo, para regime torrencial ou seja quando o número de Froude for maior que 1.

$$\textbf{Borda livre (em metros)} = 0,61 + 0,0372 \cdot V \cdot y^{1/3}$$

Sendo:
V= velocidade média da seção (m/s) e
y= altura da lâmina d'água (m).

Exemplo 4.6 de aplicação da Borda Livre de um Canal

Seja com altura da lâmina d'água de 2,50m e vazão de $67m^3/s$. Calcular a borda livre.

Adotando k=1,2

Borda livre (m) = $(k \cdot y)^{0,5} = (1,2 \cdot 2,5)^{0,5} = 1,73m$

Adotando critério de 25% da altura teremos borda livre de 0,625m

Porém examinando a Tabela (4.2) do *Central Board of Irrigation and Power* da Índia apresenta valor para borda livre de 0,75m que parece ser o mais adequado.

4.8 Coeficientes de rugosidade de Manning "n"

Conforme Tabela (4.7) conforme a cobertura da bacia os coeficientes "n" de Manning podem ser:

Tabela 4.7- Coeficiente "n" de Manning

Cobertura da bacia	Coeficiente "n"
asfalto suave	0,012
asfalto ou concreto	0,014
argila compactada	0,030
pouca vegetação	0,020
Vegetação densa	0,350
Vegetação densa e floresta	0,400

Fonte: Tucci,1993

Para escoamento da chuva sobre o solo temos a Tabela (4.8).

Tabela 4.8- Coeficiente "n"de Manning para vazões sobre o solo

Material do Solo	Valores de "n"recomendado	Faixa de valores de "n"
Concreto	0,011	0,01 a 0,013
Asfalto	0,012	0,01 a 0,015
Areia exposta	0,010	0,010 a 0,016
Solo pedregulhoso	0,012	0,012 a 0,030
Solo argiloso descoberto	0,012	0,012 a 0,033
Terreno sem cultura	0,05	0,006 a 0,16
Terra arada	0,06	0,02 a 0,10
Pastagens natural	0,13	0,01 a 0,32
Pastagens cortadas	0,08	0,02 a 0,24
Grama	0,45	0,39 a 0,63
Grama curta	0,15	0,10 a 0,20
Grama densa	0,24	0,17 a 0,30
Grama Bermuda	0,41	0,30 a 0,48
Florestas	0,45	

Fonte: Florida Departament of Transportation Drainage Manual,1986.

Os valores dos coeficientes de rugosidade "n" de Manning fornecido pelo U.S. *Department of Transportation* em 1985 estão na Tabela (4.9).

Tabela 4.9- Valores do coeficiente de rugosidade "n" de Manning

Descrição	"n" mínimo	"n" normal	"n" máximo
Condutos fechados seção não plena			
Bronze	0,009	0,010	0,013
Aço			
soldado	0,010	0,012	0,014
rebitado	0,013	0,016	0017
Ferro fundido dúctil			
com proteção	0,010	0,013	0,014
sem proteção	0,011	0,014	0,016
Aço			
preto	0,012	0,014	0,015
galvanizado	0,013	0,016	0,017
Metal corrugado			
Corrugado em 6x1"	0,020	0,022	0,025
Corrugado em 6x 2"	0,030	0,032	0,035
Parede lisa espiral aluminizada	0,010	0,012	0,014
Concreto			
Extravasor com ângulos retos	0,010	0,012	0,013
Extravasor com curva	0,011	0,013	0,014
Esgotos sanitários	0,012	0,013	0,016
Condições dos canais			
n=(n0+n1+n2+n3) . m			
a) material da envoltória	terra	n0=0,020	
	rocha	n0=0,025	
	pedras finas	n0=0,024	
	pedras grossas	n0=0,028	
b) grau de irregularidade	bem liso	n1=0,000	
	liso	n1=0,005	
	moderado	n1=0,010	
	bem irregular	n1=0,020	
c) Efeito de obstrução	desprezível	n2=0,000	
	pequena	n2=0,010 a 0,015	
	apreciável	n2=0,020 a 0,030	
	muita obstrução	n2=0,040 a 0,060	
d) Vegetação	baixa	n3=0,005 a 0,010	
	media	n3=0,010 a 0,025	
	alta	n3=0,025 a 0,050	
	muito alta	n3=0,050 a 0,100	
e) Graus de meandros	pequeno	m=1,000	
	apreciável	m=1,150	
	muitos meandros	m=1,300	

A Tabela (4.10) apresentam valores do coeficiente de Manning conforme a superfície.

Tabela 4.10-Coeficientes de rugosidade de Manning somente sobre superfícies

Superfície	**Coeficiente de rugosidade de Manning para escoamento superficial**
Plástico, vidro	0,009
Terra sem cultura	0,010
Areia	0,010
Superfície cascalhada ou coberta com pedregulho	0,012
Concreto liso	0,011
Asfalto	0,012
Terreno argiloso	0,012
Revestimento comum do concreto	0,013
Madeira boa	0,014
Tijolos assentados com cimento	0,014
Madeira não aplainada	0,014
Argila vitrificada	0,015
Ferro fundido	0,015
Terra lisa	0,018
Tubos de metal corrugado	0,023
Superfície emborrachada	0,024
Terra cultivada sem resíduo	0,09
Terra cultivado com resíduo	0,19
Grama curta	0,15
Grama densa	0,40
Grama tipo Bermuda	0,41
Solo sem vegetação rasteira	0,20
Solo com pouco de vegetação rasteira	0,40
Solo com muita vegetação rasteira	0,80
Pastagem	0,13

Fonte: McCuen, 1993 página 114

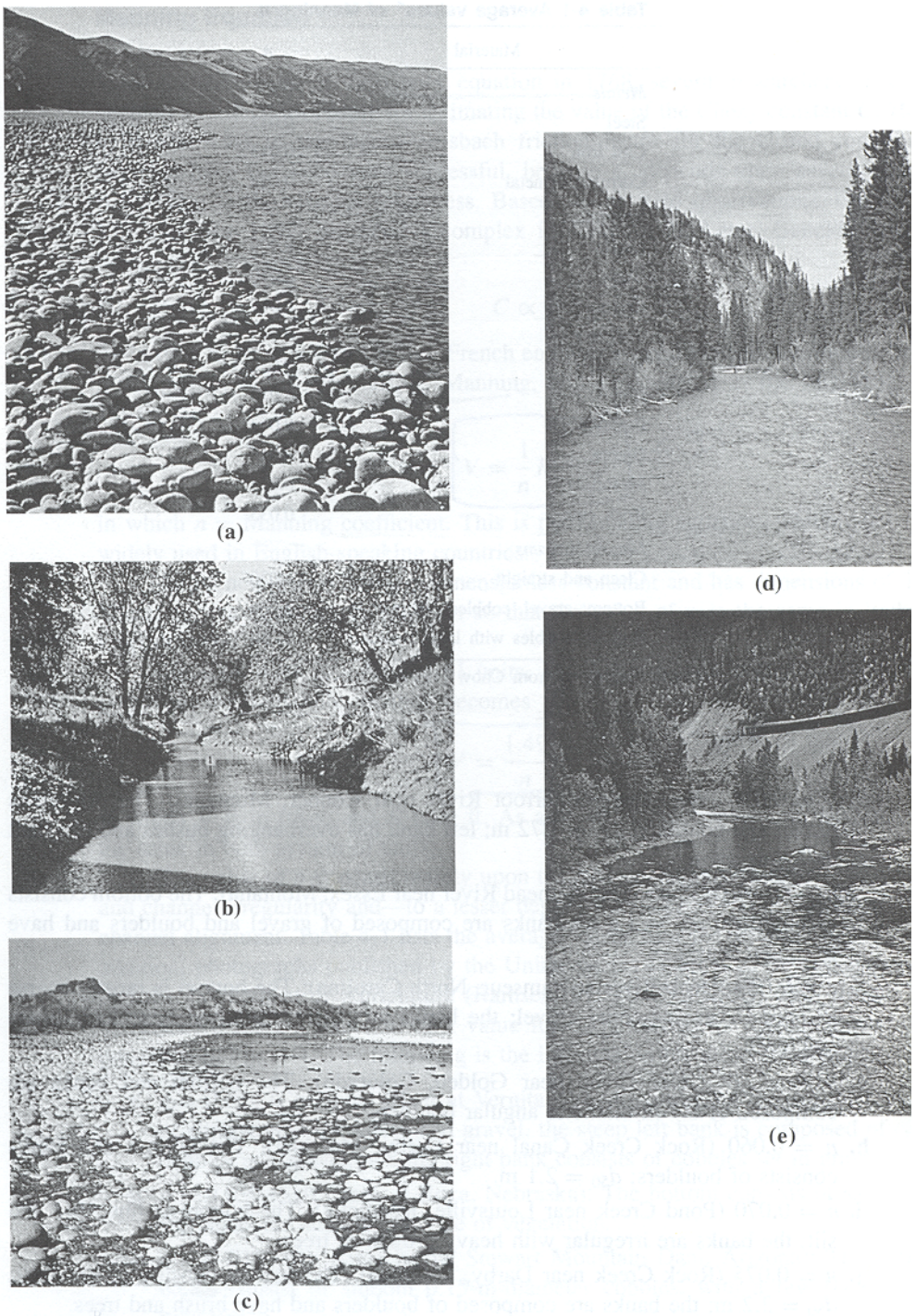


Figura 4.3-Valores do coeficiente de rugosidade de Manning.
Fonte: Chaudhry,1993

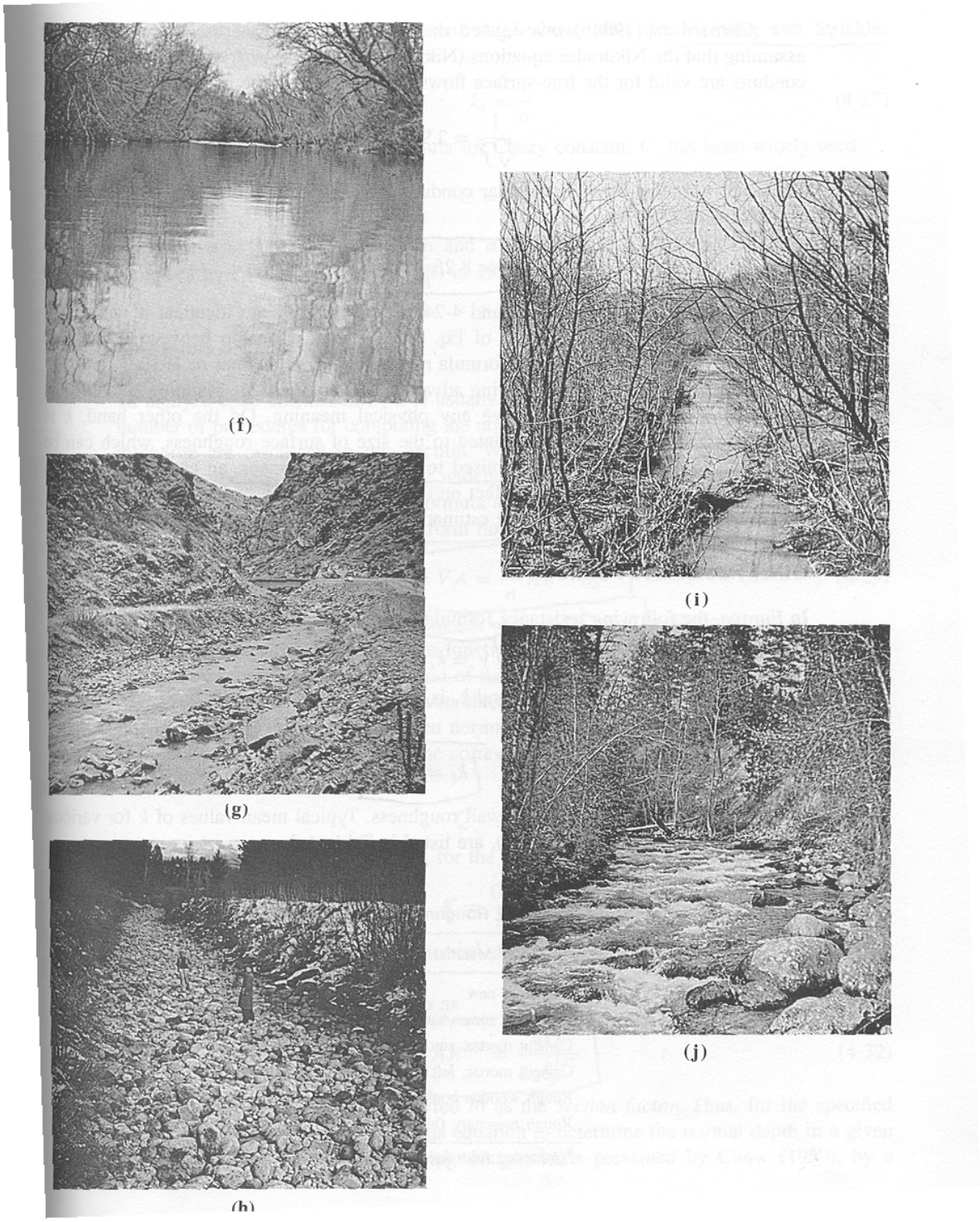


Figura 4.4- Valores coeficiente de rugosidade de Manning
Fonte:Chaudhry,1993

Na Figura (4.3) e (4.4) temos vários valores do coeficiente de rugosidade de Manning citado por Chaudhry, 1993, mas cuja origem é de Barnes, 1967 e que se encontram na Tabela (4.11).

Tabela 4.11- Coeficientes de rugosidade de Manning conforme Figuras (4.3) e (4.4)

Fotografia	Valor do coeficiente 'n"de Manning
a)	n=0,024
b)	n=0,030
c)	n=0,032
d)	n=0,036
e)	n =0,041
f)	n =0,049
g)	n =0,050
h)	n =0,060
i)	n =0,070
j)	n =0,075

4.9 Coeficiente equivalente de rugosidade de Manning: ne ou coeficiente de rugosidade composto

Conforme Chaudhry,1993 pesquisas feitas em 36 canais naturais feitas pelo U.S. Geological Survey, constatou que a melhor fórmula para o coeficiente de rugosidade de Manning equivalente (ne) é a fórmula de Einstein, 1934. Esta fórmula também foi adotada na Escola Politécnica da USP pelo Departamento de Hidráulica e que consta na Apostila de Escoamento em Canais.

$$\mathbf{ne} = \frac{(\Sigma Pi\ ni^{3/2})^{2/3}}{(\Sigma Pi)^{2/3}}$$

sendo:
ne= *rugosidade equivalente de Manning* pela fórmula de Einstein,1934 ou *coeficiente de rugosidade composta*;
Pi= perímetro molhado cujo coeficiente de Manning é ni;
ni= coeficiente de Manning cujo perímetro é Pi;

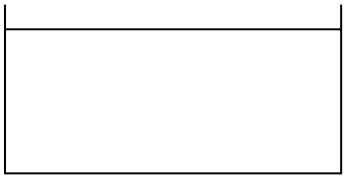
Exemplo 4.10-Aplicação do coeficiente equivalente de rugosidade de Manning

Seja um canal de seção retangular com 4,00 m de largura e 2,00m de altura da lâmina de água. Vamos supor que verticalmente temos as paredes laterais feitas em concreto armado como se fosse um muro de arrimo com n=0,015 e o fundo do canal é de enrocamento com n=0,030.

Como temos dois coeficientes de Manning usemos a fórmula de Einstein,1934 para calcular o coeficiente equivalente de rugosidade de Manning.

$$ne = \frac{(\Sigma Pi\ ni^{3/2})^{2/3}}{}$$

$(\Sigma Pi)^{2/3}$



2,00m
n=0,015

4,00m
n=0,030

Figura 4.5- Coeficientes de Manning do fundo e da parede da seção retangular do canal

$$ne = \frac{(\Sigma Pi\ ni^{3/2})^{2/3}}{(\Sigma Pi)^{2/3}} = \frac{(2{,}00 \times 0{,}015^{3/2} + 4{,}00 \times 0{,}030^{3/2} + 2{,}00 \times 0{,}015^{3/2})^{2/3}}{(2{,}00+4{,}00+2{,}00)^{2/3}} = 0{,}024$$

Portanto, o coeficiente de rugosidade equivalente ou coeficiente de rugosidade composto é n=0,024, o qual deverá ser utilizado nos cálculos do canal.

DICA: deve-se ter muito cuidado na escolha o mais correto possível do coeficiente de rugosidade "n" da fórmula de Manning.

4.10 Análise de sensibilidade do coeficiente "n"

Ao se adotar o coeficiente de rugosidade "n" de Manning, deve-se ir ao local para acertar mais na determinação do mesmo. Todos reconhecem a difícil escolha do coeficiente "n" variando de projetista para projetista, havendo, portanto, diferença nos cálculos. As diferenças causarão erros nas fórmulas que usam o coeficiente "n". Uma maneira de se lidar com isto, é fazer uma análise de sensibilidade, verificando-se outros valores de "n" que poderiam ser adotados e quais seriam as conseqüências.

4.11 Análise de incerteza da equação de Manning

Conforme livro *Conservação da Água* de Tomaz,1999 vamos exemplificar a aplicação da Análise de Incerteza usando a fórmula de Manning para seção plena nas unidades do sistema internacional (S.I.) usando a Equação (4.10).

$$Q = 0{,}312 \cdot n^{-1} \cdot D^{8/3} \cdot S^{1/2}$$

sendo:
Q = vazão (m^3/s);
n = coeficiente de rugosidade de Manning;
D = diâmetro da tubulação (m);
S = declividade da tubulação (m/m).

Queremos a incerteza da vazão Q na Equação (4.10). As variáveis dependentes n, D e S possuem incertezas.

A rugosidade de Manning n = 0,015 com incerteza de 50%, ou seja, Ω_n = 0,5.
A declividade S= 0,001 m/m com incerteza de 7%, ou seja, Ω_S= 0,07.
Consideremos que o diâmetro seja de 1,50m com incerteza de 1%, ou seja, com coeficiente de variação Ω_D= 0,01.
Vamos calcular a vazão Q usando os dados fornecidos:

$Q= 0{,}312 \,.\, \underline{n}^{-1} \,.\, \underline{D}^{8/3} \,.\, \underline{S}^{1/2} = 0{,}312 \,.\, 0{,}015^{-1} \,.\, 1{,}5^{8/3} .\, 0{,}001^{1/2}$
$Q= 1{,}938\ m^3/s = 1.938\ l/s$

$$\Omega^2_Q = \Omega_n^2 + (8/3)^2 .\, \Omega_D^2 + (1/2)^2 .\, \Omega_S^2$$

$$\mathbf{\Omega^2_Q = \Omega_n^2 + (64/9) .\, \Omega_D^2 + (1/4) .\, \Omega_S^2}$$

Como temos os coeficientes de variação de n, D e S, fazendo as substituições na Equação (4.5) temos:

$$\Omega^2_Q = (0{,}5)^2 + (64/9) \,.\, (0{,}01)^2 + (1/4) \,.\, (0{,}07)^2$$

$$\Omega^2_Q = 0{,}25 + 0{,}00071 + 0{,}001225 = 0{,}251935$$

$\Omega_Q = \sqrt{0{,}251935} = 0{,}5019$, ou seja, $\Omega_Q = 0{,}5019$

Assim, a incerteza nas variáveis independentes n , D e S acarretam, na variável dependente Q, a incerteza de 50,19%, ou seja, coeficiente de variação de $\Omega^2_Q = 0{,}5019$.

O desvio padrão é dado pela fórmula abaixo.

$$\sigma_Q = \Omega_Q \,.\, \mu_Q$$

substituindo os valores:

$\sigma_Q = 0{,}5019 \,.\, 1938 = 973L/s = 0{,}973\ m^3/s$

Portanto, a vazão de 1938 litros/segundo poderá variar de 965 a 2911 m^3/s

4.11.1 Exemplo da escolha do coeficiente de rugosidade "n" de Manning

Na bacia do córrego Aricanduva em São Paulo em 1999 foi adotado pelo DAEE o coeficiente médio de Manning n=0,023 a n=0,025 para o canal com paredes em concreto e fundo não revestido.

Para as seções com gabião foi adotado n=0,030.

Quando o canal tivesse paredes e fundo de concreto foi adotado n=0,020.

No estudo da calha do rio Tietê entre a barragem Edgard de Souza e a barragem da Penha foi calibrado o coeficiente de Manning n=0,028, englobando as perdas de cargas distribuídas e localizadas nas regiões das pontes.

O projeto Promon realizado em 1986 tinha adotado no mesmo local n=0,027 e mais o coeficiente de perda localizada igual a 0,20 para cada ponte.

Na dissertação de mestrado na EPUSP em 1984 do prof. dr. Carlos Lloret Ramos para o uso do coeficiente de Manning n=0,030 para todas as seções do rio Paraíba do Sul, encontraram-se desvios de até 25%.

4.11.2 Exemplo de escolha da velocidade

Conforme projeto do rio Aricanduva feito pelo DAEE em 1999, a velocidade máxima nos trechos novos a serem executados devem ser de 2,0m/s a 2,5m/s.

O projeto da calha do rio Tietê no trecho entre a barragem Edgard de Souza e a barragem da Penha foi recomendado em 1999 que "*as canalizações futuras deverão ter velocidade média de escoamento de 1,5m/s e 1,8 m/s para o cenário do ano 2020*".

O mesmo estudo recomenda que as canalizações futuras que direta ou indiretamente venham a lançar suas águas pluviais na calha principal do rio Tietê deverão ter "*velocidade máxima de 2m/s*".

Dica: usar velocidade máxima de 2m/s nos rios da calha do rio Tietê na região metropolitana de São Paulo.

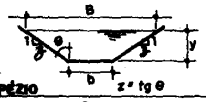
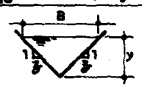
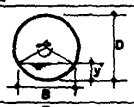
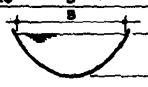
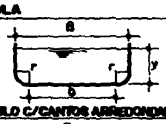
4.11.3 Declividade

A declividade do fundo do rio coincide geralmente com a declividade do talvegue e com a declividade da linha de energia. No caso do rio Aricanduva a declividade no trecho médio é de 0,025m/m e no trecho baixo de 0,005m/m.

No rio Paraíba do Sul a declividade média em Pindamonhangaba é de 0,000208m/m e a declividade do rio Colorado nos Estados Unidos é 0,000217 m/m (Lloret,1984).

4.12 Canais

Tabela 4.11- Elementos geométricos das varias seções de canais (Fendrich, 1997 p. 341)

SEÇÃO	ÁREA (A)	PERÍMETRO MOLHADO (P)	LARGURA SUPERFICIAL (B)	RAIO HIDRÁULICO ($R = \frac{A}{P}$)
RETÂNGULO	by	$b + 2y$	b	$\frac{by}{b+2y}$
 TRAPÉZIO	$(b+zy)\,y$	$b + 2y\sqrt{1+z^2}$	$b + 2zy$	$\frac{(b+zy)\,y}{b+2y\sqrt{1+z^2}}$
 TRIÂNGULO	zy^2	$2y\sqrt{1+z^2}$	$2zy$	$\frac{zy}{2\sqrt{1+z^2}}$
 CÍRCULO	$\frac{D^2}{8}(\alpha - \operatorname{sen}\alpha)$	$\frac{D}{2}\alpha$	$D\left(\operatorname{sen}\frac{\alpha}{2}\right)$ OU $2\sqrt{y(D-y)}$	$\frac{D}{4}\left(1 - \frac{\operatorname{sen}\alpha}{\alpha}\right)$
 PARÁBOLA	$\frac{2}{3}By$	$B + \frac{8y^2}{3B}$	$\frac{3}{2}\frac{A}{y}$	$\frac{2B^2y}{3B^2+8y^2}$
 RETÂNGULO C/CANTOS ARREDONDADOS	$(\frac{\pi}{2}-2)r^2+(b+2r)y$	$(\pi-2)r+b+2y$	$b+2r$	$\frac{(\frac{\pi}{2}-2)r^2+(b+2r)y}{(\pi-2)r+b+2y}$
TRIÂNGULO C/FUNDO ARREDONDADO	$\frac{B^2}{4z} - \frac{r^2}{z}(1 - z\operatorname{arc\,cot} z)$	$\frac{B}{z}\sqrt{1+z^2} - \frac{2r}{z}(1 - z\operatorname{arc\,cot} z)$	$2\left[z(y-r)+r\sqrt{1+z^2}\right]$	$\frac{A}{P}$

Fonte: Drenagem e Controle da Erosão Urbana, Fendrich et al, 1997

4.13 Número de Froude F

O número de Froude denominado "F" representa a influência da força gravitacional no escoamento. A fórmula geral para determinar o número de Froude

$$\mathbf{F = V / (g \times D_h)^{0,5}}$$

Sendo:
F= número de Froude;
V=velocidade média da seção (m/s);
g=aceleração da gravidade=9,8 m/s^2;
$\mathbf{D_h}$ =profundidade média ou profundidade hidráulica. $\mathbf{D_h}$ = A/B;
B= largura superficial da água (m) e

A=área da seção (m^2).

DICA: não confundir profundidade hidráulica com raio hidráulico.

Número de Froude para canal de seção retangular

Para um canal retangular (Chaudry, 1993) é representado por:

$$\mathbf{F= V/ (g \cdot y)^{0,5}}$$

Sendo:
F= número de Froude;
V=velocidade média da seção em m/s;
g=aceleração da gravidade=9,8 m/s^2;
y=lâmina d água em metros.

Quando F=1 temos o regime crítico, que deve ser evitado.

Quando F<1 temos o regime fluvial ou lento, que é o melhor a ser admitido em um projeto. Na prática escolhe-se um regime fluvial, limitando-se o número de Froude a valores menores que 0,80, conforme recomendação do FHWA p.68 no livro *Introduction do Highway Hydraulics*, 2001. O regime sub-crítico é relativamente fácil de se controlar quando o numero de Froude é menor que 0,80. O regime de escoamento sub-crítico é comum em canais e rios localizados em regiões planas onde as declividades são baixas.

Quando F>1 temos o regime torrencial ou rápido.

Dica: procurar manter o numero de Froude menor que 0,80.

Exemplo (4.11) Aplicação do número de Froude para uma seção retangular
Consideremos um canal retangular com velocidade de 4,47m/s e altura de lâmina d'água de 3,0m.
O número de Froude "F" para uma seção retangular é:

$$\mathbf{F= V/ (g \cdot y)^{0,5}} = 4,47/ (9,8 \times 3,0)^{0,5} = 0,82 < 1$$

Portanto, o regime é fluvial ou lento, pois F<1. Em casos práticos procura-se adotar F<1 e abaixo de 0,85 para assegurar um regime fluvial ou lento.

Número de Froude para seção trapezoidal

O número de Froude para uma seção trapezoidal é:

$$\mathbf{F= V / (g \cdot A/B)^{0,5}}$$

Sendo:
F= número de Froude;
V= velocidade (m/s);
g= aceleração da gravidade=9,8 m/s^2;

A= área da seção molhada (m^2)
B= comprimento da superfície da água em metros.

Exemplo (4.12) Aplicação do número de Froude para uma seção trapezoidal

Seja um canal trapezoidal com velocidade média V=1,81m , área molhada A=44 m^2 e largura superficial B=26m

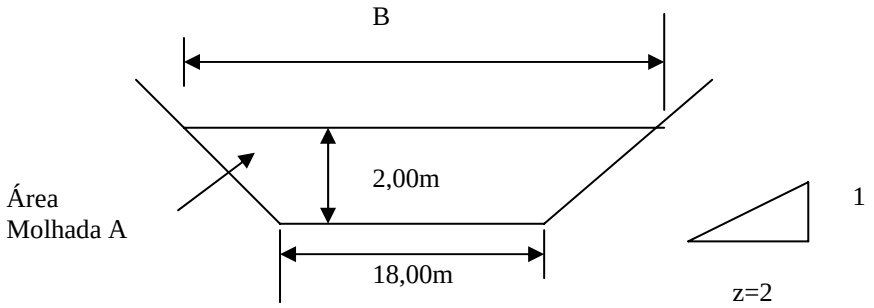


Figura 4.6- Seção trapezoidal do canal.

F= V / (g . A/B) ^{0,5} = 1,81 / (9,8 x 44 / 26) ^{0,5} = 0,44 (regime fluvial)

4.14 Seções de máxima eficiência hidráulica

As seções transversais dos canais "A" que fornecem a máxima vazão "Q" é chamada seção de melhor eficiência hidráulica.

DICA: seção de melhor eficiência hidráulica nem sempre é a mais econômica. A seção mais econômica deverá levar em conta entre outros, os custos de escavação e de revestimento.

Canal de seção retangular

Para um canal retangular, a máxima eficiência hidráulica é quando a largura é o dobro da altura **(b=2y).**

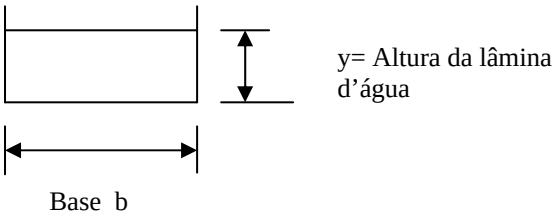


Figura 4.7- Seção retangular de um canal com máxima eficiência hidráulica.

A seção retangular de máxima eficiência hidráulica é quando **b=2 y.**

Canal de seção trapezoidal

A seção de máxima eficiência hidráulica de um canal com seção trapezoidal, é quando o canal é a metade de um hexágono. O hexágono tem raio y e o círculo tangência o fundo do canal e os canais laterais e o ângulo de inclinação dos taludes é de 60º, o que corresponde a uma declividade de 1 na vertical e 0,57 na horizontal.

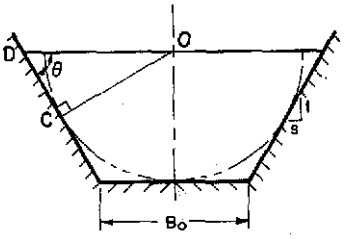


Figura 4.8- Seção de máxima eficiência hidráulica de canal trapezoidal

4.15 Velocidades

Os limites de velocidade são bastante complexos e requer experiência do projetista na escolha adequado dos valores. Entretanto para evitar que se depositem materiais temos que levar em conta a velocidade mínima e máxima para evitar a erosão das paredes.

Velocidades mínimas

Fernandez, Araújo e Ito, 1999 adotam para velocidades mínimas a seguinte tabela.

Tabela 4.12- Velocidade mínima em função da água conduzida no canal

Tipo de água a ser conduzida	Velocidade média mínima (m/s)
Água com suspensões finas	0,30
Águas carregando areias finas	0,45
Águas de esgoto	0,60
Águas pluviais	0,75

Fonte: Fernandez, Araújo e Ito,1999

Velocidade máxima da água

A fim de evitar a erosão das paredes as velocidades máximas são:

Tabela 4.13- Velocidade máxima em função do material da parede do canal

Material da parede do canal	Velocidade máxima (m/s)
Canais arenosos	0,30
Saibro	0,40
Seixos	0,80
Materiais aglomerados consistentes	2,00
Alvenaria	2,50
Canais em rocha compacta	4,00
Canais de concreto	4,50

Fonte: Fernandez, Araujo e Ito,1999

Chaudhry,1993 diz que a velocidade mínima geralmente está entre 0,60m/s a 0,90m/s. Velocidades acima de 12 m/s em canais de concreto foram aceitas em canais que possuem baixa concentração de sedimentos. O fundo do canal pode ser erodido para velocidades baixas, quando o canal materiais arenosos.

Velocidades práticas mais comuns

Tabela 14.14- Velocidades práticas

Tipo de canais	Velocidade (m/s)
Canais de navegação, sem revestimento	Até 0,5
Canais industriais, sem revestimento	0,4 a 0,8
Canais industriais, com revestimento	0,6 a 1,3
Aquedutos de água potável	0,6 a 1,3
Coletores e emissários de esgoto	0,5 a 1,5

Fonte: Fernandez, Araujo e Ito,1999

Limitações de velocidades máximas em canais

Para canais as máximas velocidades permissíveis conforme Ven Te Chow são:

Tabela 4.15–Velocidades máximas permissíveis em canais sem revestimento (canais erodíveis com declividades pequenas)

Material	Coeficiente "n" de Manning	Água Limpa (m/s)	Água com siltes coloidais (m/s)
Areia fina coloidal	0,020	0,46	0,76
Argilo-arenoso, não coloidal	0,020	0,53	0,76
Argilo-siltoso, não coloidal	0,020	0,61	0,91
Siltes aluvionais, não coloidais	0,020	0,61	1,07
Argiloso comum firme	0,020	0,76	1,07
Argila densa, muito coloidal	0,025	1,14	1,52
Siltes aluvionares; coloidais	0,025	1,14	1,52
Xistos e rochas estratificadas	0,025	1,83	1,83
Cascalho fino	0,020	0,76	1,52
Argila estabilizada com cascalho quando não coloidal	0,030	1,14	1,52
Silte estabilizado com cascalho quando coloidal	0,030	1,14	1,52
Cascalho grosso, não coloidal	0,025	1,22	1,83
Seixos e pedras soltas	0,035	1,52	1,68

Fonte: Ven Te Chow, Open Channel Hydraulics in Drenagem e Controle de Erosão Urbana, Fendrich et al, 1997

Velocidades limites para galerias e canais (Urbonas e Roesner, 1993)

Conforme Urbonas e Roesner (1993) as limitações em tubulação de águas pluviais é a seguinte:

A velocidade mínima varia de 0,6 m/s a 0,9 m/s e velocidade máxima para tubos rígidos é de 6,4 m/s e para tubos flexíveis é de 4,6 m/s.

Para canais, as velocidades limites dependem do tipo de revestimento. Assim temos:

Tabela 4.16-Velocidades limites conforme revestimento

Tipo de seção do canal	Velocidade máxima (m/s)
Natural	0,5
Revestido com enrocamento	2,5
Revestido com concreto	3 a 4

Tabela 4.17 -Velocidades permissíveis máximas segundo US Army Corps of Engineers (1970) para lâmina d'água de um metro de altura mais ou menos (Chaudhry)

Material	Velocidade máxima permissível V (m/s)
Areia fina	0,6
Areia grossa	1,2
Terra	
Silte arenoso	0,6
Silte argiloso	1,1
Argila	1,8
Gramado (declividade menor que 5% ou seja, 0,05 m/m	
Grama Bermuda	
Areia siltosa	1,8
Silte arenoso	2,4
Grama azul de Kentucky	
Areia siltosa	1,5
Silte arenoso	2,1
Rocha pobre (usualmente Rocha Sedimentar)	
Arenito fino	2,4
Xisto fino	1,1
Rocha de boa qualidade usualmente ígnea ou metamórfica	6,1

Fonte: Chaudhry, M. Hanig. Open-Channel Flow, 1993 página 239

Como a Tabela (4.17) de velocidade máximas permissíveis do US Army Corps of Engineers (1970) é para altura de lâmina d'água de um metro mais ou menos, Chaudhry (1993) sugere que: para canais sinuosos a velocidade deve ser reduzida de 5% (cinco por cento). Para canais moderadamente sinuosos, deve ser reduzida a velocidade em 13% (treze por cento) e para canais muito sinuosos, a velocidade máxima permissível deve ser reduzida em 22% (vinte e dois por cento).

Recomenda ainda que quando a altura da lâmina d'água for maior que um metro e for muito largo, a velocidade deve ser multiplicada por um coeficiente

$$k = y^{1/6} \qquad \textbf{(Equação 4.11)}$$

Exemplo (4.13) velocidade máxima permissível

Achar velocidade máxima permissível de um canal de terra com argila, com velocidade de 1,8m/s segundo a Tabela (4.17) para um canal bastante sinuoso.

Para um canal bastante sinuoso, devemos reduzir a velocidade em 22% e portanto a velocidade v= 1,8 . (1- 0,22) = 1,4 m/s.

Portanto, para um canal bastante sinuoso a velocidade máxima permissível é menor, o que é intuitivo.

Exemplo(4.14)

Achar velocidade máxima permissível para canal largo com lâmina d'água de 1,50 m de altura, sendo o material areia fina com v=0,6 m/s.

$$V = 0{,}6 * y^{1/6} = 0{,}6 * 1{,}5^{1/6} = 0{,}64 \text{ m/s}$$

Para um canal profundo admite-se uma velocidade permissível maior. Para canais menos profundos, a velocidade a ser adotada é menor.

4.16 Declividades limites

As declividades limites recomendadas são:

Tabela 4.18- Declividades limites dos canais

Tipo de canal	Declividade mínima (metro/metro)
Canais de navegação	Até 0,00025
Canais industriais	0,0004 a 0,0005
Canais de irrigação pequenos	0,0006 a 0,0008
Canais de irrigação grandes	0,0002 a 0,0005
Aquedutos de água potável	0,00015 a 0,001

Fonte: Fernandez, Araujo e Ito,1999

Chaudhry, 1993 apresenta a Tabela (4.19) com sugestões de varias declividades de taludes.

Tabela 4.19-Declividades do talude conforme tipo de material

Material	Declividade do Talude (zH: 1 V)
Rocha	Praticamente vertical
Argila rija	½ : 1 até 1:1
Solo firme	1:1
Solo arenoso solto	2:1
Solo arenoso margoso	3:1

Fonte: Open-Channel Flow, Chraudry,1993 p. 238

Para canais em solos arenosos a declividade do talude deverá ser 3 na horizontal e 1 na vertical.

Conforme Chin, 2001 p.207 e Chaudhry, 1993 o U. S. Bureau of Reclamation para canais revestidos sugere 1,5: 1 (H:V).

Exercício (4.15): canal retangular do Rio dos Cubas em Guarulhos com duas células

Calcular a velocidade da água num canal de seção retangular com base de 4,00 m e lâmina d'água de 2,2m com coeficiente de rugosidade de Manning de 0,015(concreto) e declividade de 0,003m/m. No local temos duas células de 4,00m x 2,20m para uma vazão total de 67 m^3/s ou seja cada galeria conduz 33,5 m^3/s.

Exercício (4.16): canal retangular do rio dos Cubas em Guarulhos com uma célula

Calcular a velocidade da água num canal de seção retangular com base de 5,00 m e lâmina d'água de 3,0m com coeficiente de rugosidade de Manning de 0,015(concreto) e declividade de 0,003m/m. A vazão de pico para período de retorno de 50 anos é de 67 m^3/s.

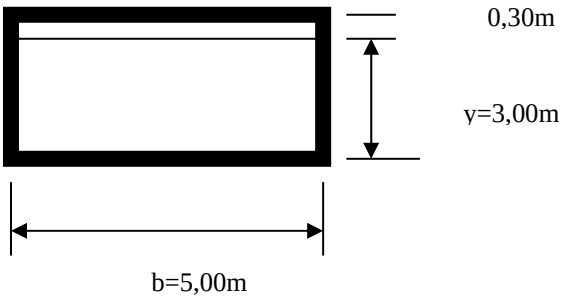


Figura 4.9- Seção retangular de um canal fechado

R= (by)/ (b+2y)= (5,00 x 3,0) / (5,00 + 2x 3,0) = 1,36m

$V= (1/n)\ (R^{2/3})\ (S^{1/2}) = (1/0{,}015) \times (1{,}36^{2/3})\ (0{,}003)^{1/2} = 4{,}47 m/s < 5{,}00\ m/s$

A velocidade média da água no canal é de 4,47m/s que é menor que 5,00 m/s que é a velocidade máxima admitida num canal de concreto armado.

Verifiquemos o número de Froude.

O número de Froude denominado "F" representa a influência da força gravitacional no escoamento. Para um canal retangular (Chaudhry,1993) é representado por:

$$\mathbf{F= V/ (g \cdot y)^{0,5}}$$

Sendo:
F= <u>número de Froude</u>;
V=velocidade média da seção (m/s);
g=aceleração da gravidade=9,8 m/s^2;
y=lâmina d água (m).

Quando F=1 temos o regime crítico, que deve ser evitado.

Quando F<1 temos o regime fluvial ou lento, que é o melhor a ser admitido em um projeto. Na prática escolhe-se um regime fluvial, <u>limitando-se o número de Froude a valores ao redor de 0,85.</u>

Quando F>1 temos o regime torrencial ou rápido.

Calculando o número de Froude temos:

$$\mathbf{F= V/ (g \cdot y)^{0,5}} = 4{,}47/ (9{,}8 \cdot 3{,}0)^{0,5} = 0{,}82$$

Portanto, o regime é fluvial ou lento, pois o número de Froude é menor que 1. O ideal é que o número de Froude fosse menor ou igual a 0,80.

Exercício (4.17): canal retangular do Rio dos Cubas em Guarulhos com duas células

Calcular a velocidade da água num canal de seção retangular com base de 4,00 m e lâmina d'água de 2,2m com coeficiente de rugosidade de Manning de 0,015(concreto) e declividade de 0,003m/m. No local temos duas células de 4,00m x 2,20m para uma vazão total de 67 m^3/s ou seja cada galeria conduz 33,5 m^3/s.

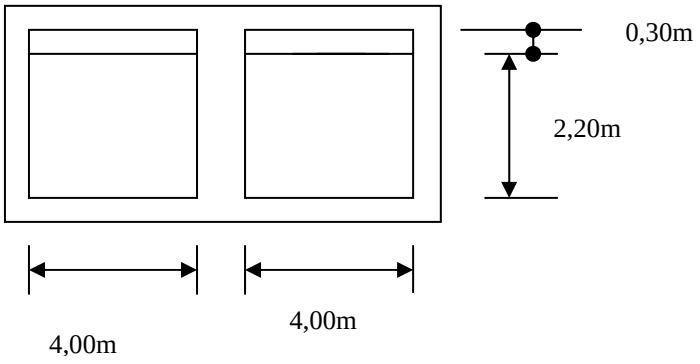


Figura 4.10- Seção retangular dupla

Conforme Tabela 4.9 temos: base b=4,00m e lâmina d'água y=2,2m
Então para o raio hidráulico R e para a velocidade V o seguinte:

R= (by)/ (b+2y)= (4,00 x 2,2) / (4,00 + 2x 2,2) = 1,05m

$V= (1/n)\ (R^{2/3})\ (S^{1/2}) = (1/0{,}015) \times (1{,}05^{2/3})\ (0{,}003)^{1/2} = 3{,}77 m/s < 5{,}00\ m/s$

A velocidade média da água no canal é de 3,77m/s que é menor que 5,00 m/s que é a velocidade máxima admitida num canal de concreto armado.

Verifiquemos o número de Froude.

O número de Froude denominado "F" representa a influência da força gravitacional no escoamento. Para um canal retangular (Chaudry,1993) é representado por:

$$F= V/ (g \times y)^{0,5}$$

Sendo:
F= número de Froude;
V=velocidade média da seção (m/s);
g=aceleração da gravidade=9,8 m/s^2;
y=lâmina d água (m).

Quando F=1 temos o regime crítico, que deve ser evitado.

Quando F<1 temos o regime fluvial ou lento, que é o melhor a ser admitido em um projeto. Na prática escolhe-se um regime fluvial, limitando-se o número de Froude a valores ao redor de 0,85.

Quando F>1 temos o regime torrencial ou rápido.

Calculando o número de Froude temos:

$$\mathbf{F= V/ (g \,.\, y)^{0,5}} = 3,77/ (9,8 \,.\, 2,2)^{0,5} = 0,81 < 0,85$$

Portanto, o regime é fluvial ou lento, pois o número de Froude é menor que 1 e está em torno de 0,85.

Exercício (4.18): canal trapezoidal

Calcular a velocidade de um canal trapezoidal com base de 18,00m, altura da lâmina de água de 2,00m e inclinação de 2:1 (sendo 2 horizontal e 1 na vertical), com declividade de 0,00154m/m e n=0,03. Trata-se do canal do rio dos Cubas em Guarulhos, com vazão total de 67m^3/s.

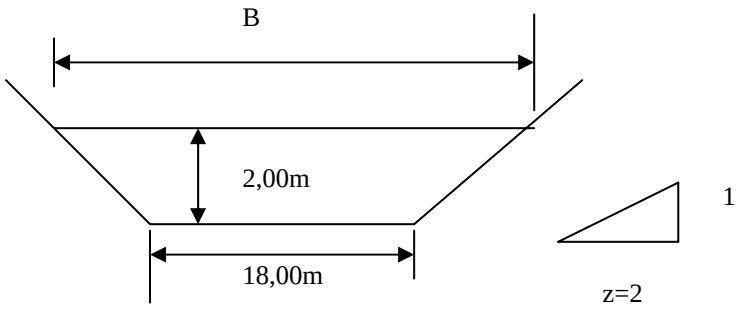


Figura 4.11- Seção trapezoidal

Portanto:
S=0,00154m/m n=0,030 b=18m y= 2,00 z=2

O raio hidráulico conforme Tabela 4.9 é:

$$\mathbf{R= y(b+zy)/(b+2y\,(1+z^2)^{0,5}}$$ **(Equação 4.6)**

$$R= y(b+zy)/[(b+2y)\,(1+z^2)^{0,5}]= 2 \times (18,00+ 2 \times 2,00)/(18,00+2\times 2,00\times (1+2^2)^{0,5} = 1,63 \text{ m/s}$$

$$V= (1/n)\,(R^{2/3})\,(S^{1/2}) = (1/0,030) \times (1,63^{2/3})\,(0,00154)^{1/2} = 1,81\text{m/s} > 1,5 \text{ m/s}$$

A velocidade de 1,81 m/s é maior que 1,5m/s que é o limite da velocidade em um canal de terra com revestimento em grama.

O número de Froude para uma seção trapezoidal é:

$$F= V / (g . A/B)^{0,5}$$

Sendo:
F= número de Froude;
V=velocidade (m/s);
A= área da seção molhada (m^2)
B= comprimento da superfície da água (m).
g=aceleração da gravidade=9,8 m/s^2;
V= 1,81 m/s
Área molhada A= (b+zy)y= (18+2x2,00) x 2 = 44 m^2
Perímetro molhado= P= b+2y $(1+z^2)^{0,5}$ = 18+2x2,00$(1+2x2)^{0,5}$ = 26,94m
B= largura superficial = b+2zy= 18+2x2 x 2,00 =26m

F= V / (g x A/B) ^{0,5} = 1,81 / (9,8 x 44 / 26) ^{0,5} = 0,44 (regime fluvial)

Exercício (4.19): canal trapezoidal de terra com revestimento com pedra argamassada e fundo com rachão (D>=0,20m)

Calcular a velocidade de um canal trapezoidal com base de 18,00m, altura da lâmina de água de 2,50m e inclinação de 2:1 (sendo 2 horizontal e 1 na vertical), com declividade de 0,00333m/m e n=0,03. Trata-se do canal do Rio dos Cubas em Guarulhos, com vazão total de 67 m^3/s. ?

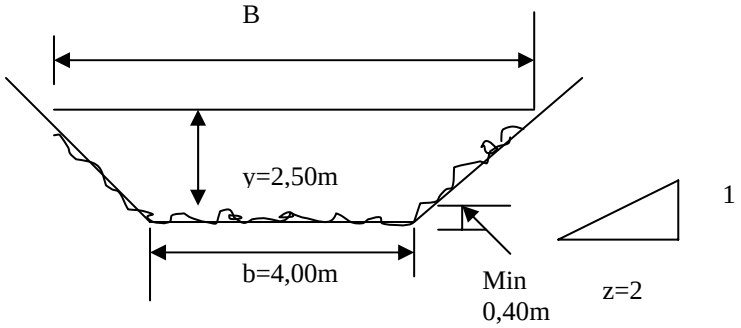


Figura 4.12- Seção trapezoidal

Portanto:
S=0,00333m/m n=0,025 b=4,00m y= 2,50 z=2

O raio hidráulico conforme Tabela 4.9 é:

$$\mathbf{R= (b+zy)/(b+2y\ (1+z^2)^{0,5}} \qquad \mathbf{(4.6)}$$

R= y(b+zy)/(b+2y) $(1+z^2)^{0,5}$ = 2,5 x(4,00+ 2 x 2,50)/(4,00+2x2,50x $(1+2^2)^{0,5}$ = 1,48 m

V= (1/n) $(R^{2/3})$ $(S^{½})$ = (1/0,025) x $(1,48^{2/3})$ $(0,00333)^{½}$ = 3,00m/s <=3,00m/s

A velocidade de 3,00 m/s é o limite de um canal de terra com pedra argamassada e fundo com rachão.

O número de Froude para uma seção trapezoidal é:

$$F= V / (g . A/B)^{0,5}$$

Sendo:
F= número de Froude;
V=velocidade (m/s);
g=aceleração da gravidade=9,8 m/s^2;
A= área da seção molhada (m^2)
B= comprimento da superfície da água (m).
V= 3,00m/s
Área molhada A= (b+zy)y= (4+2x2,50) x 2,5 = 22,5 m^2
Perímetro molhado= P= b+2y $(1+z^2)^{0,5}$ = 4,00+2x2,50$(1+2x2)^{0,5}$ = 15,18m
B= largura superficial = b+2zy= 4,00+2x2 x 2,50 =14m

F= V / (g x A/B) ^{0,5} = 3,00 / (9,8 x 22,5/ 14) ^{0,5} = 0,76 (regime fluvial)

Exercício (4.20)-Canal trapezoidal de terra com revestimento de concreto (placas) nos taludes e rachão no fundo (D=0,20m).
Vazão de 67 m^3/s com as mesmas dimensões do exercício (4.9), porem com n=0,015 (concreto) e n=0,025 (rachão). A declividade S=0,0018m/m, base do canal de 4,0m altura da lamina d'água de 2,50m, declividade do talude 2 na horizontal e 1 na vertical, isto é, z=2.

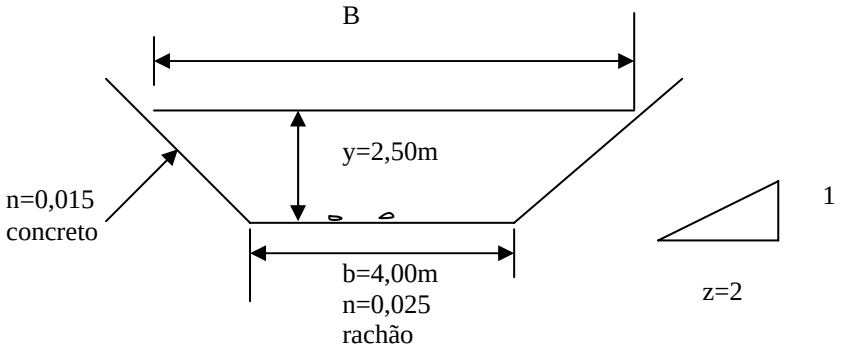


Figura 4.13- Seção trapezoidal

Calculemos primeiramente o coeficiente de rugosidade equivalente ou rugosidade composta, pois, no fundo do canal temos rachão com n=0,025 e nas paredes do canal temos concreto com n=0,015.

Usando a fórmula de (Einstein, 1934 e de Horton, 1933) que é considerada a melhor de todas as fórmulas para calcular a rugosidade composta, após estudos feitos por Krishnamurthy (1980) em 36 canais naturais e citado por Chin, 2000.

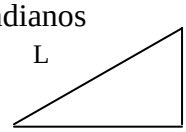
$$n_e = \frac{(\Sigma Pi\ ni^{3/2})^{2/3}}{}$$

$$(\Sigma Pi)^{2/3}$$

sendo:
n_e = rugosidade equivalente ou rugosidade composta de Manning pela fórmula de Einstein,1934 e Horton,1933
Pi = perímetro molhado cujo coeficiente de Manning é ni;
ni = coeficiente de Manning cujo perímetro é Pi;

Precisamos o comprimento molhado conforme o coeficiente de rugosidade.
Como o canal tem declividade de 2 na horizontal e 1 na vertical, temos:

tg θ = cateto oposto/cateto adjacente= ½=0,50
Procuremos o ângulo que corresponde a 0,50 para a função tangente.
Achamos θ =0,4636 radianos



θ =0,4636

Figura 4.14- Ângulo do talude

sen (θ)= cateto oposto/hipotenusa = 2,50 / L

L= 2,50/sen(θ) = 2,50/ sen(θ) =2,50/0,4472= 5,59m
Portanto, o comprimento de cada talude de concreto é de 5,59m

$$\mathbf{ne= \frac{(\Sigma Pi\ ni^{3/2})^{2/3}}{(\Sigma Pi)^{2/3}}}$$

$$ne=\frac{(5,59x0,015^{3/2} + 4,00 \text{ x } 0,025^{3/2}+ 5,59x\ 0,015^{3/2})^{2/3}}{(5,59+4,00+5,59)^{2/3}}= 0,0186$$

Portanto, o coeficiente de rugosidade equivalente ou composto para a seção trapezoidal estudada é n=0,0186.

O raio hidráulico conforme Tabela (4.9) é:

$$\mathbf{R= (b+zy)/(b+2y\ (1+z^2)^{0,5}} \qquad \textbf{(Equação 4.6)}$$

$R= y(b+zy)/(b+2y)\ (1+z^2)^{0,5} = 2,5 \text{ x}(4,00+ 2 \text{ x } 2,50)/(4,00+2x2,50x\ (1+2^2)^{0,5} = 1,48$ m

$V= (1/n)\ (R^{2/3})\ (S^{½}) = (1/0,0186) \text{ x } (1,48^{2/3})\ (0,0018)^{½} = 2,95m/s \leq 3,00m/s$

Calculemos o número de Froude F

$$F= V / (g . A/B)^{0,5}$$

Sendo:
F= número de Froude;
V=velocidade (m/s);
A= área da seção molhada (m^2)
B= comprimento da superfície da água (m).

V= 2,95m/s
Área molhada A= (b+zy)y= (4+2x2,50) x 2,5 = 22,5 m^2
Perímetro molhado= P= b+2y $(1+z^2)^{0,5}$ = 4,00+2x2,50$(1+2x2)^{0,5}$ = 15,18m
B= largura superficial = b+2zy= 4,00+2x2 x 2,50 =14m

F= V / (g x A/B)^{0,5} = 2,95/ (9,8 x 22,5/ 14)^{0,5} = 0,74 (regime fluvial) < 1

Capítulo 5
Tempo de concentração

"Primeiro pensa, depois faz"
Prof. Marmo, cursinho Anglo-Latino, São Paulo, 1961

SUMÁRIO

Ordem	Assunto
5.1	Introdução
5.2	Método da velocidade ou método cinemático
5.3	Cálculo do tempo de escoamento superficial (Travel Time) usando SCN, 1975
5.4	Método do NRCS, 1972
5.5	Tempo de concentração para lagos ou reservatórios
5.6	Fórmula de Kirpich
5.7	Fórmula Califórnia Culverts Practice
5.8	NRCS número da curva- 1989
5.9	Escoamento superficial pelo Método SCS TR-55
5.10	Fórmula da Federal Agency (FAAE,1970)
5.11	Equação de Kerby (1959)
5.12	Fórmula da onda cinemática 1971
5.13	Fórmula da onda cinemática conforme FHWA, 1984
5.14	Discrepâncias entre as fórmulas do tempo de concentração
5.15	Observações finais

Capítulo 5-Tempo de concentração

5.1 Introdução

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.

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

Existem somente 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.

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.

DICA: o verdadeiro valor do tempo de concentração nunca será determinado (McCuen,1993).

Vários hidrologistas vão encontrar diferentes valores do tempo de concentração, motivo pelo qual, o tempo de concentração introduz incertezas no dimensionamento da vazão de pico, devendo-se calcular por vários métodos e conferir sempre.

Porto,1995 recomenda que deve sempre que possível utilizar o *método cinemático* para os trechos canalizados da bacia, porque as velocidades de escoamento dependem, grandemente, das características da bacia.

5.2 Método da velocidade ou método cinemático

No inicio do escoamento temos o escoamento superficial sobre pastagens, florestas, ruas etc, que podem ser obtidas pelo método da velocidade, por exemplo. Se tivermos a velocidade (V) e o comprimento (L) poderemos ter o tempo, através da relação: Tempo = Comprimento (L)/ Velocidade (V), nas unidades convenientes**.**

$$T_1 = L_1/(60xV_1)\ ,\ T_2= L_2/(60xV_2),\ T_3= L_3/(60xV_3).....,\ T_i = L_i/(60xV_i) \qquad \textbf{(Equação 5.1)}$$

Sendo:
L= comprimento (m)
V= velocidade (m/s)
T= tempo de concentração do trecho (min)

Que serão os escoamentos superficiais por valas de terra, valas de grama, canaletas, galerias circulares, retangulares etc.

A soma dos tempos de escoamentos superficiais (*Travel Time*) ou tempo de trânsito fornecerá o tempo de concentração Tc em minutos:

$$Tc = T_1 + T_2 + T_3 + ...+ T_i \qquad \textbf{(Equação 5.2)}$$

Em canaletas, valas, tubos, canais poderão ser usados a equação de Manning na forma:

$$V= (1/n) \times R^{2/3} \times S^{0,5}$$

Sendo:
V= velocidade média (m/s)
D= diâmetro (m)
S= declividade (m/m)
n= coeficiente de rugosidade de Manning
Equação da continuidade:

$$Q= A \times V \quad \text{donde } V= Q/A$$

Sendo:
Q= vazão (m^3/s)
V= velocidade média (m/s)
A= área da secção (m^2)

Em tubos com escoamento em seção plena temos:

$$V = (0{,}397/n) \times D^{2/3} \times S^{1/2}$$

A equação acima pode ser simplificada para:

$$V = k \times S^{0,5} \qquad \textbf{(Equação 5.3)}$$

Sendo:
V= velocidade (m/s);
R= raio hidráulico (m),
n= coeficiente de rugosidade de Manning,
$k = n^{-1} \times R^{2/3}$
S= declividade em (m/m).

O valor de k, raio hidráulico e rugosidade de Manning pode ser obtido pela seguinte Tabela (5.1), de acordo com o uso da terra ou regime de escoamento

Tabela 5.1-Valores de "n" , raio hidráulico (m) e de "k" para o método da velocidade

Uso da terra/regime de escoamento	Rugosidade n de Manning	Raio Hidráulico R (m)	Valor de k
Floresta			
com vegetação rasteira densa	0,8	0,076	0,22
Com pouca vegetação rasteira	0,4	0,067	0,41
Com bastante vegetação rasteira	0,2	0,061	0,77
Grama			
Grama Bermuda	0,41	0,046	0,31
Densa	0,24	0,037	0,46
Curta	0,15	0,031	0,65
Pastagem de grama curta	0,025	0,012	2,12
Terra cultivada convencional			
Com resíduo	0,19	0,018	0,37
Sem resíduo	0,09	0,015	0,68
Agricultura			
Culturas em carreiras retilíneas	0,04	0,037	2,76
Culturas em contornos ou em faixas de diferentes plantações.	0,05	0,018	1,39
Terra de cultura não utilizada (rodízio)	0,045	0,015	1,37
Pastagens	0,13	0,012	0,41
Sedimentos aluvionais	0,017	0,012	3,12
Canal gramado para passagem da água	0,095	0,305	4,77
Região montanhosa pequena	0,04	0,153	7,14
Área pavimentada com escoamento superficial (opção A)	0,011	0,018	6,31
Área pavimentada com escoamento superficial (opção B)	0,025	0,061	6,20
Canaleta pavimentada	0,011	0,061	14,09

Fonte: McCuen,1998 p. 143

Exemplo 5.1

Calcular os tempos de escoamento superficial (*Travel Time*) de dois trechos, sendo o primeiro de vala gramada densa com 120m de comprimento e declividade de 7% (0,07m/m) e o segundo de escoamento na sarjeta com 270m e 2% (0,02m/m) de declividade.

Verificando a Tabela (5.1) e usando grama densa, com k=0,46 e como S=0,07m/m e L=120m, usando a $V= k \times S^{0,5} = 0,46 \times 0,07^{0,5} = 0,12m/s$

Como T=L/(V x 60) = 120/(0,12 x 60) = 6,67min

Portanto, T1= 6,67min.

No segundo trecho temos L=270m , S=0,02m/m e escoamento na sarjeta com k=14,09 conforme Tabela (5.1), teremos: $V= k \times S^{0,5} = 14,09 \times 0,02^{0,5} = 1,99m/s$

Como T=L / (V x 60) = 270/(1,99 x 60) = 2,26min

Portanto, T2= 2,26min.

O tempo de escoamento total será T1+T2 = 6,67min + 2,26min =8,93min

5.3 Cálculo do tempo de escoamento superficial (*Travel Time*) usando SCN, 1975.

Para o escoamento superficial (Bidone e Tucci *in* Drenagem Urbana,1995) adaptaram a Tabela (5.2) da SCN, 1975.

A velocidade de escoamento superficial é fornecida pela fórmula:

$$V= k \times S^{0,5} \qquad \textbf{(Equação 5.4)}$$

Sendo:

V= velocidade (m/s);

S= declividade (m/m) e

k= coeficiente conforme Tabela (5.2).

Tabela 5.2-Coeficientes "k" (SCN, 1975)

Uso da terra e regime de escoamento	Coeficiente k
Floresta com muita folhagem no solo	0,76
Área com pouco cultivo; terraceamento	1,52
Pasto ou grama baixa	2,13
Áreas cultivadas	2,74
Solo quase nu sem cultivo	3,05
Caminhos de escoamento em grama, pasto	4,57
Superfície pavimentada; pequenas vossorocas de nascentes	6,10

Fonte: adaptado de Bidone e Tucci p. 86 in Drenagem Urbana, Tucci, Porto et al., ABRH

5.4 Método NRCS, 1972

Uma maneira pratica usada pelo NRCS, 1972 é para determinar o tempo de escoamento em escoamentos de concentração rasos da seguinte maneira:

Área não pavimentada: $\mathbf{V=4,9178 \times S^{0,5}}$

Área pavimentada $\mathbf{V= 6,1961 \times S^{0,5}}$

Sendo:

V= velocidade média (m/s)

S= declividade longitudinal (m/m)

L=comprimento (m)

5.5 Tempo de concentração para lago ou reservatório

A AASHTO *Highway Drainage Guidelines* trás sugestões para o calculo de tempo de trânsito da água dentro de um reservatório ou lago.

$$\mathbf{Vw= (g \times Dm)^{0,5}}$$

Sendo:
Vw= velocidade de propagação da onda através do lago (m/s) e que varia entre 2,5m/s a 9,0m/s.
g= aceleração da gravidade=9,81m/s^2
Dm= profundidade média do lago ou reservatório (m).

Quando temos poças de água, várzeas que possuam vegetação e resíduos relativamente pequenos e quando a superfície é menor que 25% da área aberta de água, podemos usar para o tempo de trânsito a fórmula de Manning.

Exemplo 5.2
Calcular o tempo de trânsito da água em um lago com 500m de largura e com profundidade de 2,00m.

$Vw= (g \times Dm)^{0,5}$
$Vw= (9,81 \times 2,0)^{0,5} = 4,43m/s$
$T= L/ (60 \times V)= 500/ (60 \times 4,43)= 1,9min$

Exemplo 5.3
Seja uma sarjeta de concreto com L=150m e declividade S=0,025m/m. Calcular o escoamento raso concentrado.

$V= 6,1961 \times S^{0,5}$
$V= 6,1961 \times 0,025^{0,5}= 0,98m/s$
$T= L/(60xV)= 150/(60x0,98)= 2,6min$

Exemplo 5.4

Qual é o tempo de escoamento em uma superfície pavimentada com 200m de comprimento e declividade de 0,02 m/m?

Para superfície pavimenta o valor de k=6,10 e S=0,02m/m

Sendo a velocidade:

$$V= k . S^{0,5} =6,10 . 0,02^{0,5} =0,86m/s$$

$T = L/(V . 60) = (200) / (0,86 . 60) =3,88min$

Portanto, em 3,88min a chuva percorre os 200m de superfície pavimentada. Este é o *travel time*. A somatória dos *travel time* fornecerá o tempo de concentração.

5.6 Fórmula de Kirpich

Outra fórmula muito usada é de Kirpich, feita em 1940. Kirpich possui duas fórmulas, uma que vale para o Estado da *Pennsylvania* e outra para o Tennessee, ambas dos Estados Unidos. Valem para pequenas bacias até 50ha ou seja 0,5km^2 (1 a 112 acres) e para terrenos com declividade de 3 a 10%.

Segundo Akan,1993, a fórmula de Kirpich é muito usada na aplicação do Método Racional, principalmente na chamada fórmula de Kirpich do *Tennessee*.

No Tennessee, Kirpich fez estudos em seis pequenas bacias em áreas agrícolas perto da cidade de Jackson. A região era coberta com árvores de zero a 56% e as áreas variavam de 0,5ha a 45ha. As bacias tinham bastante declividade e os solos eram bem drenados (Wanielista et al.,1997).

A equação de Kirpich conforme Chin, 2000 é a seguinte:

Tennessee $\mathbf{tc= 0,019 . L^{0.77}/ S^{0,385}}$ **(Equação 5.5)**

Sendo:
tc= tempo de concentração (min);
L= comprimento do talvegue (m);
S= declividade do talvegue (m/m).

Segundo (Porto, 1993), quando o valor de L for superior a 10.000m a fórmula de Kirpich *subestima o valor de tc*.

Segundo Chin,2000 p. 354 a equação de Kirpich é usualmente aplicada em pequenas bacias na área rural em áreas de drenagem inferior a 80ha (oitenta hectares).

Exemplo 5.5
Usemos a Equação (5.5) de Kirpich para o Tennessee para achar o tempo de concentração tc sendo dados L=200m e S=0,008m/m em uma bacia sobre asfalto.

$tc= 0,019 . L^{0.77}/ S^{0,385} = 0,019 . 200^{0,77} / 0,008^{0,385} = 7,38min$

Como o escoamento da bacia é sobre asfalto devemos corrigir o valor de tc multiplicando por 0,4. Portanto:

tc= 0,4 x 7,38min = 2,95min, que é o tempo de concentração a ser usado.

DICA sobre Kirpich: a fórmula de Kirpich foi feita em áreas agrícolas em áreas até 44,8 hectares ou seja 0,448 km^2 com declividades de 3% a 10%.

O tempo de concentração da fórmula de Kirpich deve ser multiplicado por 0,4 quando o escoamento na bacia está sobre asfalto ou concreto e deve ser multiplicado por 0,2 quando o canal é de concreto revestido (Akan,1993 p. 81).

Chin, 2000 sugere que a equação de Kirpich deve ser multiplicada por 2 quando o escoamento superficial for sobre grama natural e multiplicar por 0,2 quando a superfície do canal for de concreto e multiplicar por 0,4 quando a superfície do escoamento superficial for de concreto ou asfalto.

5.7 Fórmula Califórnia Culverts Practice

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).Geralmente é aplicada em bacias rurais para áreas maiores que 1km^2. É a fórmula recomendada pelo DAAE para pequenas barragens.

$$\mathbf{tc= 57 . L^{1,155} . H^{-0,385}} \qquad \textbf{(Equação 5.6)}$$

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 5.6
Calcular tc com L=0,2 km e H=1,6 m

$tc= 57 \times L^{1,155} \times H^{-0,385} =57 \times 0,2^{1,155} / 1,6^{0,385} = 3,46min$

Portanto tc=3,46min

A velocidade será V= L/ tempo = 200m/ (3,46min x 60s) =0,96m/s

5.8 Fórmula NRCS Número da curva –1989

Nos Estados Unidos, o *Soil Conservation Service* (SCS) fez uma equação que é muito usada na área rural entre 1ha e 800ha.

Deve ser usado em locais onde predomina o escoamento superficial (McCuen, 1993 p.154).

$$\mathbf{tc= 0,00227 . L^{0,8} . (1000/CN – 9)^{0,7} . S^{-0,5}} \qquad \textbf{(Equação 5.7)}$$

Sendo:
tc = tempo de concentração (h);
L= comprimento da bacia (m) sendo que: 60m ≤L≤ 7900m
CN = número da curva do SCS runoff. Varia de 40 a 95 aproximadamente.
S= declividade média da bacia (%) sendo que: 0,5%≤ S≤ 64%
0,00227 = 1/ 441

Exemplo 5.7
Para uma área rural com 2km^2 calcular o tempo de concentração usando a NRCS Número da curva-1989, sendo o CN=67 achado segundo método do SCS, comprimento de 305m e declividade média S=1%.

$$tc= 0{,}00227 \,.\, L^{0{,}8} \,.\, (1000/CN - 9)^{0{,}7} \,.\, S^{-0{,}5}$$
$$tc= 0{,}00227 \,.\, 305^{0{,}8} \,.\, (1000/67 - 9)^{0{,}7} \,.\, 1^{-0{,}5}$$
$$tc= 0{,}77 \text{ h} = 46\text{min}$$

Portanto, o tempo de concentração é de 46min.
A velocidade V= L/ tempo = 305m/ (46min . 60s) = 0,11m/s

DICA sobre o SCS Numero da curva-1989: usar somente em *áreas rurais*

5.9 Escoamento superficial pelo método SCS TR-55

Para o escoamento superficial em florestas, gramas, asfaltos etc o TR-55 apresenta o tempo de transito "t" o qual adaptado para as unidades SI é o seguinte:

$$\mathbf{t = [\,5{,}46 \,.\, (n \,.\, L)^{0{,}8}\,] \;/\; [(P_2)^{0{,}5} \,.\, S^{0{,}4}]}$$

Sendo:
t= tempo de trânsito do escoamento superficial (min);
n= coeficiente de rugosidade de Manning obtido na Tabela (5.1) de McCuen no Capitulo 5 que se refere a tempo de concentração neste livro;
S= declividade (m/m);
L= comprimento (m) sendo L<90m e
P_2= precipitação de chuva de 24h para período de retorno de 2anos (mm).
5,46= 60s x 0,091

Exemplo 5.8
Calcular o escoamento superficial em asfalto sendo n=0,011 conforme Tabela (5.1) do Capitulo 5, comprimento do trecho de 90m. declividade de 10% e precipitação de 24h para período de retorno da cidade de São Paulo de 64,1mm.

$$t = [\,5{,}46 \,.\, (n \,.\, L)^{0{,}8}\,] \;/\; [(P_2)^{0{,}5} \,.\, S^{0{,}4}]$$
$$t = [\,5{,}46 \,.\, (0{,}011 \,.\, 90)^{0{,}8}\,] \;/\; [(64{,}1)^{0{,}5} \,.\, 0{,}1^{0{,}4}] = 1{,}7\text{min}$$

Exemplo 5.9

Calcular o escoamento superficial em floresta com pouca vegetação rasteira sendo n=0,4 conforme Tabela (5.1) do Capítulo 5, comprimento do trecho de 90m. declividade de 10% e precipitação de 24h para período de retorno da cidade de São Paulo de 64,1mm.

$t = [\ 5{,}46\ .\ (n\ .\ L\ )^{0,8}\ ]\ /\ [(P_2)^{0,5}\ .\ S^{0,4}]$

$t = [\ 5{,}46\ .\ (0{,}4\ .\ 90\ )^{0,8}\ ]\ /\ [(64{,}1)^{0,5}\ .\ 0{,}1^{0,4}]\ = 30{,}4\text{min}$

5.10 Fórmula da Federal Aviation Agency (FAA,1970)

Esta fórmula foi desenvolvida para uso de drenagem em campos de aviação nos Estados Unidos (McCuen,1998).

É válida para pequenas bacias onde o **escoamento superficial** sobre o solo predomina. O comprimento, declividade e o coeficiente de Runoff são para o escoamento principal do talvegue.

$$\mathbf{tc= 0{,}65\ .\ (1{,}1– C).\ L^{0,5}\ .\ S^{-0,33}} \qquad \textbf{(Equação 5.8)}$$

Sendo:

tc= tempo de concentração (min);

C= coeficiente de runoff do método racional para período de retorno de 5 a 10 anos. Varia de 0,1 a 0,95 aproximadamente.

L= comprimento (m) máximo do talvegue deverá ser de 150m;

S= declividade média (m/m)

Exemplo 5.10 calcular o tempo de concentração em uma bacia pequena com comprimento do talvegue de 61m, declividade S=0,02m/m e coeficiente de escoamento superficial (coeficiente de runoff) do método racional C=0,85.

$tc= 0{,}65\ x\ \ (1{,}1– C)x\ L^{0,5}\ x\ S^{-0,33}\ = 0{,}69\ x\ (1{,}1\text{-}0{,}85)\ x\ 61^{0,5}\ x\ 0{,}02^{-0,33} = 23\text{min}$

Portanto, o tempo de concentração da pequena bacia é de 23min.

DICA para FAA-1970: só vale para áreas pequenas e o escoamento é quase todo por superfície, isto é, sem canalizações.

Exemplo 5.11

Calcular o tempo de concentração para o escoamento superficial sendo que temos comprimento L=45m, declividade S=0,02m/m e a superfície é gramada com declividade de 2% a 7%, isto é, C=0,18.

$tc= 0{,}69\ .\ \ (1{,}1– C).\ L^{0,5}\ .\ S^{-0,33}$

$tc= 0{,}69\ .\ \ (1{,}1– 0{,}18.\ 45^{0,5}\ .\ 0{,}02^{-0,33} = 16\text{min}$

5.11 Equação de Kerby (1959)

Para bacias muito pequenas (< 4ha) e quando o **escoamento superficial** predomina, pode ser usada a fórmula de Kerby-Hathaway (McCuen, 1998) e Chin, 2000 p. 355.

$$\mathbf{tc= 1{,}44\ .\ (\ r\ .\ L\ /\ S^{0,5})^{0,467}} \qquad \textbf{(Equação 5.9)}$$

Sendo:

tc= tempo de concentração do escoamento superficial (min);

r= coeficiente de rugosidade de retardação (adimensional) Tabela (5.3) que deve ser igual menor que 0,80;

L= é o comprimento (m) do ponto mais distante, medido paralelamente a declividade até o ponto a ser alcançado onde L < 365m;

S= declividade (m/m). É aconselhável para declividade menores que 1%.

Tabela 5.3- Coeficiente de rugosidade de retardo

Tipo de solo	Coeficiente de rugosidade de retardo r
Pavimentos lisos	0,20
Gramado ralo	0,30
Gramado médio	0,40
Gramado denso	0,80

Fonte: Wanielista et al., 1997. Adaptado de Kerby,1959 in Chin,2000.

Exemplo 5.12

Calcular o tempo de concentração para uma bacia muito pequena com área de 4ha, e comprimento da bacia de 365m, sendo o solo de gramado ralo e declividade de 0,5%.

Conforme Tabela (5.3) para solo de gramado ralo, o coeficiente de retardo n=0,30.
S=0,005m/m e L=365m

$tc= 1,44 \times (n \times L / S^{0,5})^{0,467} = 1,44 \times (0,30 \times 365/ 0,005^{0,5})^{0,467} = 44,47min$

Portanto, o tempo de concentração é de 44,47min.

A velocidade V= L/ tempo = 365 metros/ (44,47min x 60 s) =0,14m/s

DICA Kerby(1959): trata-se de escoamento superficial em pequenas bacias com comprimento máximo de 365m, declividades menores que 1%, r ≤ 0,8 e área ≤ 4ha.

5.12 Fórmula da onda cinemática 1971

A equação da onda cinemática feita por Ragam, 1971 e Fleming, 1975 *in* Wanielista,1997, deve ser usada para a estimativa do tempo de concentração quando existe a velocidade da onda (velocidade não muda com a distância mas muda no ponto).

A fórmula é feita somente para o cálculo de escoamento superficial. Isto deve ser entendido quando a chuva corre sobre um gramado, uma floresta, um asfalto ou concreto. Está incluso o impacto das gotas de água, os obstáculos dos escoamentos como os lixos, vegetação e pedras e transporte de sedimentos.

O comprimento máximo do escoamento superficial deve ser de 30m a 90m (McCuen, 1998, p.45). Na prática é usada a fórmula para comprimentos um pouco abaixo de 30m e um pouco acima de 90m sem problemas.

$$t = \frac{6,99 \cdot (n \cdot L / S^{0,5})^{0,60}}{i^{0,4}} \qquad \textbf{(Equação 5.10)}$$

Sendo:
t= tempo de escoamento superficial (min);
n= coeficiente de Manning para escoamento superficial;
L= é o comprimento (m) do ponto mais distante, medido paralelamente a declividade até o ponto a ser alcançado;
S= declividade (m/m);
i= intensidade de chuva (mm/h);

O grande inconveniente é que temos uma equação e duas incógnitas. Uma incógnita é o tempo " t " do escoamento superficial e outra a intensidade de chuva " I ".

O cálculo na prática deve ser feito por ***tentativas*** que é a maneira mais simples, usando um gráfico IDF (intensidade-duração-frequência) ou a equação das chuvas. Deve ser arbitrado um valor do tempo de escoamento " t " , calcular o valor de " I " e achar novamente o valor de " t " e conferir com o valor inicial, até que as diferenças atinjam uma precisão adequada.

Exemplo 5.13: aplicação do tempo de escoamento superficial.

Considere um solo sem vegetação rasteira com rugosidade de Manning n=0,020, com 90m de comprimento, e declividade de 1% ou seja 0,01m/m. Queremos determinar o valor do tempo e da intensidade de chuva para tempo de retorno de 2anos.

Sendo n=0,020 L=90m S=0,01m/m

$$t = \frac{6{,}99 \times (n \times L / S^{0,5})^{0,60}}{i^{0,4}}$$

substituindo teremos:

$$t = \frac{6{,}977 \times (0{,}020 \times 90 / 0{,}01^{0,5})^{0,60}}{i^{0,4}}$$

$$t = 39{,}52 / i^{0,4} \qquad \text{(Equação 5.11)}$$

Portanto, temos uma equação e duas incógnitas. A solução é introduzir mais uma equação, ou seja a equação da intensidade da chuva. Tomamos então a equação da chuva de Paulo Sampaio Wilken para São Paulo com as unidades em mm/h:

$$i = \frac{1747{,}9 \times T^{0,181}}{(t + 15)^{0,89}} \qquad \text{(mm/h)}$$

Como é fornecido o período de retorno T=2 anos, teremos para a intensidade da chuva

$$i = \frac{1747{,}9 \times 2^{0,181}}{(t + 15)^{0,89}} = \frac{1981{,}54}{(t + 15)^{0,89}} \qquad \text{(Equação 5.12)}$$

A resolução das Equações (5.11) e (5.12) é feita por tentativas.

Arbitra-se um valor de 't' e calcula-se o valor de "i " e em seguida recalcula-se o valor de "t"através da Equação (5.11).

Usa-se o valor do resultado da Equação (5.11) até que os valores praticamente coincidam.

Arbitrando um valor de t=10min na Equação (5.12) achamos:

$$I = \frac{1981{,}54}{(t + 15)^{0,89}} = \frac{1981{,}54}{(10+15)^{0,89}} = 112{,}908$$

Com o valor de i=112,908 entra-se na Equação (5.11):

$$t = 39{,}52 / i^{0,4} = 39{,}52 / 112{,}908^{0,4} = 5{,}97\text{min}$$

Como o valor arbitrado foi de 10min e achamos 5,97min, recalculamos tudo novamente, usamos t=5,97min.

$$i = \frac{1981{,}54}{(t + 15)^{0,89}} = \frac{1981{,}54}{(5{,}97+15)^{0,89}} = 132{,}10\text{mm/h}$$

$$t = 39{,}52 / i^{0,4} = 39{,}52 / 132{,}10^{0,4} = 5{,}60\text{min}$$

Como o valor de arbitrado de 5,97min e achamos 5,60min, vamos novamente recalcular usando t=5,60min.

$$i = \frac{1981{,}54}{(t+15)^{0{,}89}} = \frac{1981{,}54}{(5{,}60+15)^{0{,}89}} = 134{,}17 \text{ mm/h}$$

$$t = 39{,}52 / i^{0{,}4} = 39{,}52 / 134{,}17^{0{,}4} = 5{,}57\text{min}$$

Como foi arbitrado t=5,60min e recalculamos encontramos t=5,57min, adotamos, portanto, que o tempo de concentração é de 5,6min.

A velocidade será V= L/T = 90m/ (5,6min x 60s) = 0,27 m/s

5.13 Fórmula da onda cinemática conforme FHWA, 1984

Um método que é mais realista para estimar o tempo de concentração de escoamento superficial é do FHWA, 1984. A única alteração é a introdução do coeficiente C de runoff, ficando assim:

$$\mathbf{t = \frac{6{,}92 \times L^{0{,}6} \times n^{0{,}6}}{(C \times I)^{0{,}84} \times S^{0{,}3}}}$$

Sendo:

t= tempo de concentração do escoamento superficial (min)

L=comprimento do escoamento superficial (m)

n= coeficiente de rugosidade de Manning

C= coeficiente de runoff

S= declividade média da área de escoamento superficial (m/m)

I= intensidade da chuva (mm/h)

O método é resolvido da mesma maneira do anterior, isto é, por tentativa.

5.14 Discrepância entre as fórmulas do tempo de concentração

Tendo em vista a discrepância entres as diversas fórmulas, (Porto, 1993) recomenda que:

a) é sempre conveniente calcular a velocidade média do escoamento na bacia e compará-la com os valores fornecidos pela Tabela (5.4) , a velocidade média em metros por segundo é obtida por V= L / (tc x 60), sendo L em metros e tc em minutos.

b) alguns parâmetros tais como rugosidades, coeficiente de escoamento superficiais são determinados com um grau de incerteza relativamente alto. É conveniente proceder a *análise de sensibilidade* com relação a estes parâmetros.

Tabela 5.4- Velocidades médias em m/s para o cálculo de t_c

Descrição do escoamento	Declividade 0 a 3%	Declividade 4 a 7%	Declividade 8 a 11%	Declividade > 12%
Em superfície				
florestas	0 a 0,5	0,5 a 0,8	0,8 a 1,0	acima de 1,0
pastos	0 a 0,8	0,8 a 1,1	1,1 a 1,3	acima de 1,3
áreas cultivadas	0 a 0,9	0,9 a 1,4	1,4 a 1,7	acima de 1,7
pavimentos	0 a 2,6	2,6 a 4,0	4,0 a 5,2	acima de 5,2
Em canais				
mal definidos	0-0,6	0,6 a 1,2	1,2 a 2,1	----------
bem definidos	**Calcular pela fórmula de Manning**			

Fonte: Porto et al. in Tucci, 1993

Exemplo 5.14

Calculamos pelo método da onda cinemática que para pastagem curta, achamos o valor de t= 5,60min e velocidade V=0,27m/s. Como a declividade é de 1%, na Tabela (5.4) a velocidade vai de zero a 0,8m/s.

Portanto, a velocidade de 0,27m/s está dentro do previsto.

Exemplo 5.15- para cálculo do tempo de concentração

Vamos usar um exemplo feito por (McCuen,1998) que é bastante ilustrativo.

Calcular o tempo de concentração numa determinada seção de controle, antes do desenvolvimento e depois do desenvolvimento.

Antes do desenvolvimento os dados estão na Tabela (5.5), incluindo os trechos, comprimento, declividades, coeficientes de Manning e cobertura da terra ou galeria ou canal existente.

Tabela 5.5-Dados da bacia *antes do desenvolvimento*

Trecho	Comprimento (m)	Declividade (m/m)	Coeficiente "n"de Manning	Cobertura/escoamento
AB	150	0,07 (7%)	---------	Floresta com vegetação rasteira
BC	1050	0,012 (1,2%)	0,040	Canal natural trapezoidal b=0,70m(base) y= 0,30m (altura da lâmina d'água) e z=2:1(inclinação do talude, sendo 1 na vertical e 2 na horizontal)
CD	1100	0,006 (0,6%)	0,030	Canal natural trapezoidal Com b=1,25m y=0,70m e z=2:1
Total	2300m			

Tabela 5.6- Dados da bacia *depois do desenvolvimento*

Trecho	Comprimento (m)	Declividade (m/m)	Coeficiente "n"de Manning	Cobertura/escoamento
EF	25	0,07 (7%)	0,013	Escoamento superficial
FG	120	0,07 (7%)	------	Vala gramada
GH	275	0,02 (2%)	------	Guia pavimentada
HJ	600	0,015 (1,5%)	0,015	Galeria de águas pluviais com diâmetro de 0,50m
JK	900	0,005 (0,5%)	0,019	Canal trapezoidal com b=1,59m y=1,00m e z= 1:1
Total	1920m			

Cálculo do tempo de concentração: antes do desenvolvimento

Trecho AB

Primeiramente antes do desenvolvimento para a seção AB, consultando a Tabela (5.1) de McCuen,1998 para floresta com bastante vegetação rasteira temos n=0,2, raio hidráulico R=0,061m e k=0,77.

Então temos: $V= k \times S^{0,5} = 0,77 \times 0,07^{0,5} = 0,20$ m/s

$T_{AB} = 150/(0,20 \times 60) = 12,5$min

Trecho BC

Para um canal trapezoidal natural com vegetação alta. O raio hidráulico é;

R= área molhada/ perímetro molhado = $(y \times b + z \times y^2) / (b + 2 \times y \times (1+z^2)^{0,5} =$
$= (0,30 \times 0,70 + 2 \times 0,30 \times 0,30) / (0,70 + 2 \times 0,30 \times (1+2 \times 2)^{0,5} = 0,191$ m

Como a equação de Manning é: $V= n^{-1} \times R^{2/3} \times S^{0,5}$ (Unidades SI)
Como o canal tem vegetação alta o coeficiente de Manning está entre 0,025 e 0,050 e escolhemos n=0,040

Substituindo os valores temos:

$$V= n^{-1} \times R^{2/3} \times S^{0,5} = 0,040^{-1} \times 0,191^{2/3} \times 0,012^{0,5} = 0,91\text{m/s}$$

O tempo de escoamento superficial ou tempo de trânsito é:

$$T_{BC}= 1050/ (0,91 \times 60) = 19,23\text{min}$$

Trecho CD

Para um canal trapezoidal natural com vegetação média. O raio hidráulico é;
R= área molhada/ perímetro molhado = $(y \times b + z \times y^2) / (b + 2 \times y \times (1+z^2)^{0,5} =$
$= (0,70 \times 1,25 + 2 \times 0,70 \times 0,70) / (1,25 + 2 \times 0,70 \times (1+2 \times 2)^{0,5} = 0,423$ m

Como o canal tem vegetação média o coeficiente de Manning está entre 0,025 e 0,050 e escolhemos n=0,030

Substituindo os valores na fórmula de Manning temos:

$$V= n^{-1} \times R^{2/3} \times S^{0,5} = 0,030^{-1} \times 0,423^{2/3} \times 0,006^{0,5} = 1,45\text{m/s}$$

O tempo de escoamento superficial ou tempo de trânsito é:

$$T_{CD}= 1100/ (1,45 \times 60) = 12,64\text{min}$$

Portanto, o tempo de concentração antes do desenvolvimento, será a soma dos tempos de escoamento superficial (tempo de trânsito):

$T_{antes} = T_{AB} + T_{BC} + T_{CD} = 12,5+19,23+12,64 =44,37$min

Cálculo do tempo de concentração: depois do desenvolvimento

Trecho EF

Considerando o escoamento superficial em pastagem de grama curta sendo S=0,07m/m e n=0,013, comprimento de 25m. Vamos usar a fórmula da onda cinemática.

Queremos determinar o valor do tempo e da intensidade de chuva para tempo de retorno de 2anos.

Para unidades SI o valor de Ku=6,977, n=0,013 L=25m S=0,07m/m

$$t = \frac{Ku \times (n \times L / S^{0,5})^{0,60}}{I^{0,4}}$$

substituindo teremos:

$$t = \frac{6,977 \times (0,013 \times 25 / 0,07^{0,5})^{0,60}}{I^{0,4}}$$

$$t = 7,89 / I^{0,4} \qquad \text{(Equação 5.13)}$$

Portanto, temos uma equação e duas incógnitas. A solução é introduzir mais uma equação, ou seja a equação da intensidade da chuva.

Tomamos então a equação da chuva de Paulo Sampaio Wilken para São Paulo com as unidades em mm/h:

$$I = \frac{1747,9 \times T^{0,181}}{(t + 15)^{0,89}} \qquad \text{(mm/h)}$$

Como é fornecido o período de retorno T=2 anos, teremos para a intensidade da chuva

$$I = \frac{1747,9 \times 2^{0,181}}{(t + 15)^{0,89}} = \frac{1981,54}{(t + 15)^{0,89}} \qquad \text{(Equação 5.14)}$$

A resolução das Equações (5.13) e (5.14) é feita por tentativas.

Arbitra-se um valor de 't' e calcula-se o valor de "I " e em seguida recalcula-se o valor de "t"através da Equação (5.13).

Usa-se o valor do resultado da Equação (5.13) até que os valores praticamente coincidam.

Arbitrando um valor de t=2min na Equação (5.14) achamos:

$$I = \frac{1981,54}{(t + 15)^{0,89}} = \frac{1981,54}{(2+15)^{0,89}} = 159,19$$

Com o valor de I=159,19 entra-se na Equação (5.13):

$t = 7,89 / I^{0,4} = 7,89 / 159,19^{0,4} = 1,04$min

Como o valor arbitrado foi de 2min e achamos 1,04min, recalculamos tudo novamente, usamos t=1,04min.

$$I = \frac{1981,54}{(t + 15)^{0,89}} = \frac{1981,54}{(1,04+15)^{0,89}} = 167,64 \text{ mm/h}$$

$$t = 7,89 / I^{0,4} = 7,89 / 167,64^{0,4} = 1,02\text{min}$$

Como o valor de arbitrado de 1,04min e achamos 1,02min, adotamos pois o valor T_{EF}=1,02min que é o *Travel Time* para o trecho EF.

Trecho FG

Como temos uma vala gramada para passagem das águas de chuvas obtemos k=4,77

Como S= 0,07m/m e L=120m temos:

Então temos: $V= k \times S^{0,5} = 4,77 \times 0,07^{0,5} = 1,26$ m/s

$T_{FG} = 120/(1,26x60) = 1,59$min

Trecho GH

Como temos uma canaleta pavimentada ou seja uma sarjeta para passagem das águas de chuvas obtemos k=14,09

Como S= 0,02 m/m e L=275m temos:

Então temos: $V= k \times S^{0,5} = 14,09 \times 0,02^{0,5} = 1,99$ m/s

$T_{GH} = 275/(1,99*60) = 2,30$min

Trecho HJ

Neste trecho temos um tubo de concreto com D=0,50m e como o escoamento do tubo é pleno, então o raio hidráulico será D/4.

Sendo S=0,015m/m n=0,015 (concreto) e L=600m.

Usando a fórmula de Manning teremos:

$$V=n^{-1} \times R^{2/3} \times S^{0,5} = n^{-1} \times (D/4)^{2/3} \times S^{0,5} = 0,015^{-1} \times (0,50/4)^{2/3} \times 0,015^{0,5} = 2,04 \text{ m/s}$$

$T_{HJ} = 600/(2,04 .60) = 4,90$min

Trecho JK

Para um canal trapezoidal de concreto liso. O raio hidráulico é;

R= área molhada/ perímetro molhado = $(y \times b + z \times y^2) / (b + 2 \times y \times (1+z^2)^{0,5} =$

$= (1,00 \times 1,59 + 1 \times 1,00 \times 1,00) / (1,59 + 2 \times 1,00 \times (1+1 \times 1)^{0,5} = 0,57$ m

Como a equação de Manning é: $V= n^{-1} \times R^{2/3} \times S^{0,5}$ (Unidades SI)

n=0,019 S=0,005 m/m L=900m

Substituindo os valores temos:

$V= n^{-1} \times R^{2/3} \times S^{0,5} = 0,019^{-1} \times 0,57^{2/3} \times 0,005^{0,5} = 2,56$ m/s

O tempo de escoamento superficial ou tempo de trânsito é:

$T_{JK} = 900/(2,56x 60) = 5,86$min

O tempo de concentração após o desenvolvimento será a soma dos cinco trechos ou seja:

$T_{depois} = T_{EF} + T_{FG} + T_{GH} + T_{HJ} + T_{JK} = 1,02 + 1,59 + 2,30 + 4,90 + 5,86 = 15,67$min

O tempo de concentração antes do desenvolvimento era de 44,37min e depois do desenvolvimento é de 15,67min. Após o desenvolvimento o tempo de concentração é menor, pois, as tubulações e pavimentações fazem com que o escoamento superficial chegue mais rápido à seção de controle.

5.15 Observações finais

É comum adotar-se um tempo mínimo no inicio dos cálculos dos tempos de concentração. Se área é urbana adota-se o tempo mínimo inicial de 5min e se a área é rural adota-se o mínimo de 10min.

Em áreas urbanizadas o primeiro ponto para se calcular o tempo de concentração deve ser tal que não possa exceder a seguinte equação empírica usada no Condado de Clark-Las Vegas em 12 de agosto de 1999.

$$\mathbf{tc= L/ 45 + 10min}$$

Sendo:

tc= tempo de concentração inicial (min)

L= comprimento (m)

Alguns projetistas adotam para cálculo de tc:

tc= L/90 + 10min

L= distância percorrida pela gota de água que parte do ponto mais distante da bacia até o ponto considerado.

Exemplo 5.16

Calcular o tempo de concentração em uma área urbanizada com L=100m

tc= L/45+10= 100/54 + 10= 1,85 + 10= 11,85min

Portanto, o valor a ser calculado não poderá ser maior que 11,85min

Capítulo 6
Método Racional

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

SUMÁRIO

Ordem	Assunto
6.1	Introdução
6.1.1	Considerações sobre o limite da área da bacia
6.2	Período de retorno
6.3	Intensidade da chuva
6.4	Tempo de concentração
6.5	Coeficiente C da fórmula Racional
6.6	Coeficiente de escoamento e vazão máxima em bacias urbanas (Tucci)
6.6.1	Equação do coeficiente
6.6.2	Estimativa do coeficiente de escoamento superficial da superficie permeável
6.6.3	Coeficiente de escoamento superficial de área impermeável
6.6.4	Coeficiente de escoamento superficial em funçao da área impermeável
6.6.4.1	Área impermeável em função da densidade
6.6.5	Coefciente de escoamento superficial em função da densidade habitacional
6.7	Estimativa da área impermeável em macro-bacias urbanas
6.8	Coeficiente de escoamento superficial em função da área impermeabilizada (Urbonas e Roesner, 1990)
6.9	Análise de incerteza do método racional
6.10	Recomendações para o método racional
6.11	Relacionamento de C com CN

Capítulo 6 -Método Racional (≤ 3km^2)

6.1 Introdução

O método racional é um método indireto e foi apresentado pela primeira vez em 1851 por Mulvaney e usado por *Emil Kuichling* em 1889 e estabelece uma relação entre a chuva e o escoamento superficial (deflúvio). É usado para calcular a vazão de pico de uma determinada bacia, considerando uma seção de estudo. A chamada fórmula racional é a seguinte:

Q= C . I . A /360 **(Equação 6.1)**

Sendo:
Q= vazão de pico (m^3/s);
C= coeficiente de escoamento superficial varia de 0 a 1.
I= intensidade média da chuva (mm/h);
A= área da bacia (ha). 1ha= 10.000m^2

Uma outra forma de apresentaçao é para a area em Km$^{2.}$

Q= 0,278 .C . I . A

Sendo:
Q= vazão de pico (m^3/s);
C= coeficiente de escoamento superficial varia de 0 a 1.
I= intensidade média da chuva (mm/h);
A= área da bacia (km^2) (1km^2=100ha)

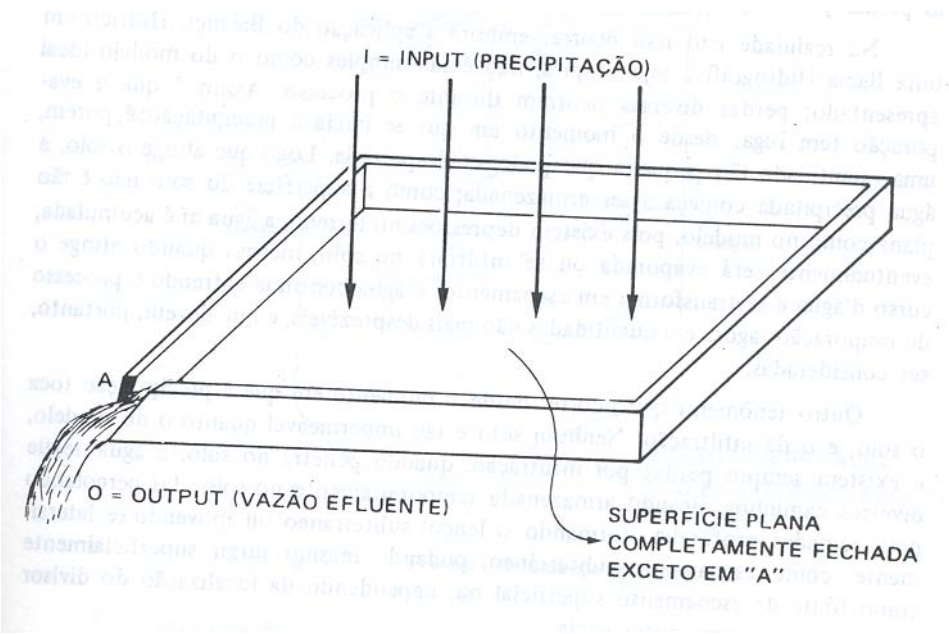


Figura 6.1-Modelo de sistema hidrológico simples
Fonte: Villela e Mattos, Hidrologia Aplicada

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

Na Figura (6.2) 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 (6.2), tc é o tempo para o escoamento máximo e 2 .tc o tempo total de escoamento superficial.

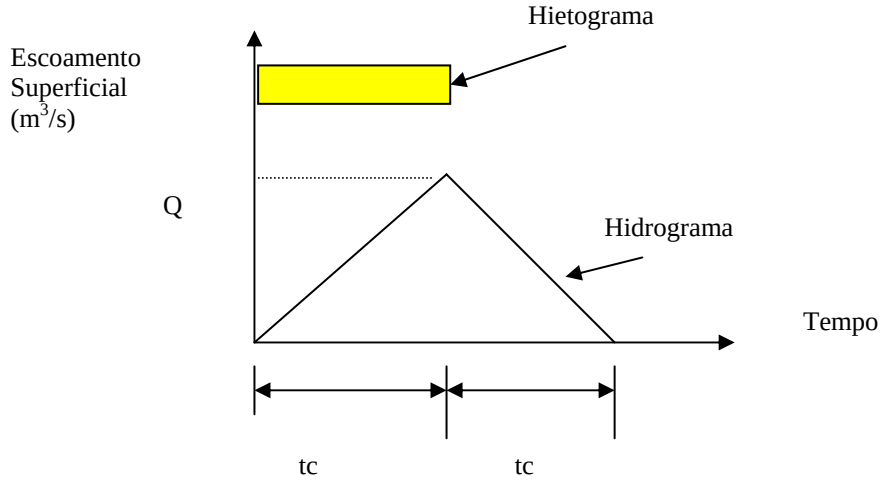


Figura 6.2- O método racional tem escoamento triangular sendo tc o tempo para atingir o pico da vazão e 2tc o tempo total de escoamento (Porto in Drenagem Urbana,1995).

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 do 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 distribuida 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 freqüência da ocorrência pode ser obtida das curvas de intensidade-duração-frequência (IDF) que é obtida por varias publicações. Os cálculos são simples e fáceis de serem obtidos.

Exemplo 6.1
Dada área da bacia A= 5ha, coeficiente de escoamento superficial C= 0,70 e intensidade da chuva I= 50mm/h. Calcular o vazão de pico Q.

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

6.1.1 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 (6.1).

Tabela 6.1- 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-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 Pfasfstetter	até 20.000	200
ASCE,1992	até 80	0,8
Debo e Reese,1995	até 40	0,4
Regulamento do sul da Califórnia proibe acima de oito hectares.	até 8	0,08
McCuen,1998	Pequenas Bacias	

(*) Adotado pelo Engº Plínio Tomaz

6.2 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. A explicação detalhada sobre período de retorno está no Capítulo 3. Na prática em microdrenagem o período de retorno está entre 2anos e 10anos.

6.3 Intensidade da chuva

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

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

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

Sendo:
I= intensidade média da chuva (mm/h);
T_r = período de retorno (anos);
tc= 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 6.2)

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≤ 200 anos

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, as vezes, pela ausência de outra equação, a extrapolação é feita para período de retorno até 1.000 anos.

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

Tabela 6.2 – 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 Martinez e Magni de 1999

Tabela 6.3 – 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 Martinez e Magni de 1999

6.4 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.

As explicações detalhadas de tempo de concentração estão no Capítulo 5.

6.5 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. Deverá 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):

Resumidamente influenciam no coeficiente C as seguintes variáveis:

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

Tabela 6.2-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 6.3-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

Wanielista, 1997 na Tabela (6.4), 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 6.4-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 (6.4), 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 aumentada 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:

$$C_T = 0{,}8 \times T^{0{,}1} \times C_{10} \qquad \textbf{(Equação 6.3)}$$

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 (6.3) pode ser apresentada na Tabela (6.5).

Tabela 6.5- 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:

$$C = \frac{C_1 \cdot A_1 + C_2 \cdot A_2 + C_3 \cdot A_3 + \ldots + Ci \cdot Ai}{A_1 + A_2 + A_3 + \ldots + Ai} \qquad \textbf{(Equação 6.4)}$$

Sendo:
C_1 ,C_2 ,C_3 ,...Ci = coeficientes de escoamento superficial para as áreas $A_1+A_2+A_3+\ldots+Ai$, respectivamente;
A_1,A_2, A_3,...Ai = áreas que possuem coeficientes C_1 ,C_2 ,C_3 ,....Ci.
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 (6.2) esclarecerá melhor.

Exemplo 6.2- O objetivo deste exercicio é esclarecer como funciona o método racional.

Calcular a vazão máxima para período de retorno Tr=10anos, 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 existencia 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:

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

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

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

Pela Equação (6.2) temos:

$$Q = 0,278 . C . I . A$$

A=12ha = 0,12km^2

Usando a Tabela (2.10) para tc=30min, Tr=10anos obtemos I= 92,0mm/h

Q= 0,275 . 0,43. 92,0 . 0,12 = 1,31 m^3/s

Obtemos então a vazão de pico da bacia de 12ha de 1,31 m^3/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 7ha, C=0,6, tc=10min, Tr=10anos obtemos:

I=146,4mm/h e A=6ha=0,06km^2

Q= 0,278 . C . I . A =0,275 . 0,6 . 146,4 . 0,06 = 1,45 m^3/s

Portanto, usando somente a bacia inferior mais desenvolvida achamos uma vazão de pico de 1,45m^3/s que é maior que a vazão achada da bacia toda usando o coeficiente C ponderado que resultou em vazão de 1,31m^3/s.

A interpretaçao segundo Akan, é que o pico de vazão se dá a 10min com vazão de 1,45m^3/s e o tempo em que toda a bacia estará contribuindo na seção de controle é de 30min.

6.6 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.

6.6.1 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:

$$\mathbf{C = \frac{C_p . A_p + C_i . A_i}{A_t}} \qquad \textbf{(Equação 6.5)}$$

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.

6.6.2 Estimativa do coeficiente de escoamento superficial de superficie 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.

$$Q = \frac{(P - 0{,}2 \cdot S)^2}{(P + 0{,}8 \cdot S)} \qquad \textbf{(Equação 6.6)}$$

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

sendo $S = \frac{25400}{CN} - 254$ **(Equação 6.7)**

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

$$C_p = \frac{(P - 0{,}2 \cdot S)^2}{(P + 0{,}8 \cdot S) \cdot P} \qquad \textbf{(Equação 6.8)}$$

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

$$P = I \cdot tc \qquad \textbf{(Equação 6.9)}$$

Para se obter a intensidade de chuva I em (mm/min) usaremos M*artinez 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).

6.6.3 Coeficiente de escoamento superficial de área impermeável

Para áreas impermeáveis, (Tucci, 2000) usa a Tabela (6.6).

Tabela 6.6- Coeficiente de escoamento superficial de área impermeável

Tipo de superfície	Coeficiente de escoamento superficial para área impermeável Ci	
	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 6.3

Seja uma bacia com área de 0,36km^2 (36ha) com tempo de concentração tc=16min 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

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

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

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

I = 2,679mm/min.

O valor da precipitação total do evento P será:

P = I . tc = 2,679 mm/min . 16 min = 42,86mm

Verificamos que P > 0,2 .S =0,2 .89,24 = 17,85mm

Podemos então aplicar a Equação (6.8)

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

Da Tabela (6.6) sendo a superficie impermeável de asfalto consideramos então que Ci= 0,95.

O valor de C é obtido pela média ponderada do valor de Cp para a superficie permeável e Ci para a superficie impermeável, sendo Ai=0,70 e Ap=0,3 e At=1,0.

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

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

Considerando que a vazão máxima é dada pela Equação (6.2)

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

Sendo:

Q= vazão de pico (m^3/s);

C=coeficiente de escoamento superficial ou de runoff;

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

A= área da bacia (km^2).

Como o valor da intensidade da chuva é

I = 2,679mm/min

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

I = 160,74mm/h

A = 0,36 km^2

C =0,70

Então:

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

Portanto, a vazão máxima no ponto considerado, é de $11,1m^3/s$

6.6.4 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 Joiville, uma em Curitiba, Tucci conseguiu $R^2=0,81$ obtendo a seguinte equação:

$$\mathbf{C= 0,047 + 0,9 \cdot AI} \qquad \textbf{(Equação 6.10)}$$

Sendo:
C=coeficiente de escoamento superficial e
AI = fração da área impermeável entre 0 e 1.

Tabela 6.7-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 6.4

Calcular o coeficiente de escoamento superficial para área impermeável de 0,70. Usando a Equação (6.10) temos:

C=0,047 + 0,9 x 0,70 = 0,68
Obtemos C=0,68.

6.6.4.1 Área impermeável em função da densidade

Tucci examinando dados de Curitiba, São Paulo e Porto Alegre obteve em 1994 a seguinte fórmula ajustada com R^2=0,997 que deve ser usada para áreas maiores que 2km^2.

AI =0,00489. DH para DH< 120hab/ha (Equação 6.11)

Sendo
AI= área impermeabilizada entre 0 e 1;
DH=densidade (hab/ha).

Tabela 6.8-Fração da área impermeável em função da densidade habitacional

Densidade habitacional (hab/ha)	Fração da área impermeável
30	0,15
40	0,20
50	0,24
60	0,29
70	0,34
80	0,39
90	0,44
100	0,49
110	0,54
120	0,59

Exemplo 6.5

Calcular a área impermeável para densidade 85 hab/ha, usando a Equação (6.11).
AI =0,00489. DH = 0,00489 x 85 = 0,42

Portanto, a área impermeável para 85hab/ha é de 42%.

6.6.5 Coeficiente de escoamento superficial em função da densidade habitacional

Ainda segundo Tucci, 2000 temos:

C= 0,0783 + 0,0035 . DH (Equação 6.12)

Sendo:
C=coeficiente de escoamento superficial
DH=densidade hab/ha.

Tabela 6. 9-Coeficiente C de escoamento superficial em função da densidade habitacional

Densidade Habitacional (hab/ha)	Coeficiente C de escoamento superficial
30	0,18
40	0,22
50	0,25
60	0,29
70	0,32
80	0,36
90	0,39
100	0,43
110	0,46
120	0,50

Exemplo 6.6

Calcular o coeficiente de escoamento superficial C para bacia com densidade de 100 hab/ha.

Usando a Equação (6.12) temos:

C= 0,0783 + 0,0035 . DH = 0,0783 + 0,0035 . 100 = 0,43

6.7 Estimativa da área impermeável em macro-bacias urbanas

Em dezembro de 1994 Néstor A Campana e Carlos E. M. Tucci apresentaram na Revista Brasileira de Engenharia (RBE) volume 2, número 2, 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 $2km^2$ 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 $4km^2$.

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, industrias ou residências térreas.

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

No Capítulo 12 no item 12.9 temos aplicação da fórmula de Tucci e Campana para o caso real do rio Aricanduva em São Paulo.

O horizonte do projeto deverá ser de 25 anos.

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

$$\mathbf{AI_{imp} = -3{,}86 + 0{,}55\ DH} \qquad \textbf{(Equação 6.13)} \qquad \mathbf{(7{,}02 \leq DH \leq 115\ hab/ha)}$$

Na Tabela (6.10) está a Equação (6.13).

Tabela 6.10-Área impermeável em (%) em função da densidade habitacional

Densidade Habitacional (hab/ha)	Área impermeável (%)
10	1,6
20	7,1
30	12,6
40	18,1
50	23,6
60	29,1
70	34,6
80	40,1
90	45,6
100	51,1
110	56,6
115	59,4

$$A_{imp} = 53,2 + 0,054\ DH \qquad \text{(Equação 6.14)} \qquad (\text{ para } DH > 115 \text{ hab/ha})$$

Sendo:
A_{imp} = % da área impermeável e
DH= densidade populacional (hab/ha)

Na Tabela (6.11) está Equação (6.14).

Tabela 6.11-Área impermeável em (%) em função da densidade habitacional

Densidade habitacional (hab/ha)	Área impermeável (%)
120	59,7
125	60,0
130	60,2
140	60,8
150	61,3
160	61,8
170	62,4
180	62,9
190	63,5
200	64,0
210	64,5
220	65,1
230	65,6
240	66,2
250	66,7

Exemplo 6.7

Calcular a área impermeável para 153 hab/ha.
Usando a Equação (6.14) temos:
A_{imp} = 53,2 +0,054 DH = 53,2 + 0,054 x 153 = 61,46 %

6.8 Coeficiente de escoamento superficial em função da área impermeabilizada (Urbonas e Roesner,1990)

Os hidrologistas Ben R. Urbonas e Larry Roesner apresentaram em 1993 no livro *Handbook of Hydrology* de David R. Maidment, gráfico e fórmula matemática obtida por análise de regressão feito pelo próprio Urbonas em 1990.

Sendo área impermeabilizada=55%

$$C(2)= 0{,}000000858 \times (AI)^3 - 0{,}000078 \times (AI)^2 + 0{,}00774 \times (AI) + 0{,}04 \qquad \textbf{(Equação 6.15)}$$

Sendo:
AI= área impermeabilizada em (%)
C(2)= coeficiente de escoamento superficial para periodo de retorno de 2anos

Na Tabela (6.12) apresentamos o coeficiente de escoamento superficial C para periodo de retorno de 2 anos em função da área impermeável conforme Equação (6.15).

Tabela 6.12 –Coeficiente de escoamento superficial C para periodo de retorno de 2 anos em função da área impermeabilizada conforme Urbonas e Roesner.

Área impermeabilizada (%)	Coeficiente de escoamento superficial C para periodo de retorno T=2anos	Coeficiente de escoamento superficial C para periodo de retorno T=10anos
10	0,11	0,13
15	0,14	0,16
20	0,17	0,20
25	0,20	0,23
30	0,23	0,26
35	0,25	0,29
40	0,28	0,33
45	0,31	0,36
50	0,34	0,39
55	0,37	0,43
60	0,41	0,48
65	0,45	0,52
70	0,49	0,57
75	0,54	0,63
80	0,60	0,70
85	0,66	0,77
90	0,73	0,85
95	0,81	0,94
100	0,89	1,00

Exemplo 6.8

Achar o coeficiente de escoamento superficial para periodo de retorno de T=100anos usando a Equação de Urbonas e Roesner, sendo a área impermeável de 55%.

Para período de retorno T=2anos o valor de C será:

$C(2)= 0{,}000000858 \times (55)^3 - 0{,}000078 \times (55)^2 + 0{,}00774 \times (55) + 0{,}04 = 0{,}37$

Para período de retorno de 100 anos:

C(2) =C(10) x 0,86 Portanto C(10)=C(2)/0,86

C(100)= C(10) x 1,27 Portanto C(100)=(C(2)/0,86) x 1,27

Portanto, C(100)= (0,37/0,86)x 1,27= 0,55

6.9 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:

$\Omega^2_Q = (0,30)^2 + (0,17)^2 + (0,05)^2 = 0,01478$

$\Omega_Q = \sqrt{0,1478} = 0,38$, 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 $13m^3/s$ teremos:

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

Portanto, a vazão estará entre $8m^3/s$ a $18m^3/s$

6.10 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

6.11 Relacionamento de C com CN

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

$$\mathbf{C= 0,0132 \times CN - 0,39}$$

.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 (6.13) tomados aleatoriamente de duas tabelas da cidade de Columbus sendo uma do número da curva CN e outra do coeficiente de runoff C.

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

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 de 0 a 7% conforme Tabela (6.13)

Tabela 6.13- 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 6.13A- Relacionamento de CN com C

Runoff Coefficients "C" for Typical Land Uses in Columbus

Cover Type and Hydrologic Condition	Average percent impervious area (5)	Runoff Coefficient for Hydrologic Soil Group (7)			
		A	B	C	D
Fully developed urban areas (vegetation established) (1)					
Impervious areas:					
Paved parking lots, roofs, driveways, etc. (excluding right-of-way)		0.94	0.94	0.94	0.94
Open space (lawns, parks, golf courses, cemeteries, etc)					
Poor condition (grass cover, 50%)		0.29	0.48	0.63	0.70
Fair condition (grass cover 50% to 75%)		0.07	0.30	0.48	0.58
Good condition (grass cover >75%)		NA	0.19	0.39	0.50
Commercial and business (TND – TC) (6)	85	0.70	0.77	0.83	0.85
Industrial	72	0.52	0.67	0.75	0.80
Residential Districts by Average Lot Size (6):					
Multi-family (TND – NC)	80	0.63	0.75	0.80	0.83
1/12 to 1/8 acre lots (TND – NG)	75	0.56	0.70	0.77	0.83
1/8 acre (TND – NE)	65	0.44	0.60	0.72	0.77
1/4 acre	38	0.19	0.40	0.56	0.65
1/2 acre	25	0.11	0.32	0.50	0.60
1 acre	20	0.08	0.29	0.48	0.58
Undeveloped or agricultural lands(1)					
Cultivated Land:					
Without conservation treatment		0.35	0.52	0.67	0.75
With conservation treatment		0.21	0.34	0.46	0.52
Pasture, grassland, or range – continuous forage for grazing. (2)	Hydrologic condition:				
	Poor	0.29	0.48	0.63	0.70
	Fair	0.07	0.30	0.48	0.58
	Good	NA	0.19	0.39	0.50
Meadow – continuous grass, protected from grazing and generally mowed for hay.	--	NA	0.16	0.34	0.46
Brush – brush-weed-grass mixture with brush the major element. (3)	Poor	0.06	0.27	0.44	0.56
	Fair	NA	0.13	0.32	0.44
	Good	NA	0.06	0.25	0.37
Woods. (4)	Poor	0.04	0.26	0.44	0.56
	Fair	NA	0.18	0.37	0.48
	Good	NA	0.12	0.32	0.44
Farmsteads – buildings, lanes, driveways, and surrounding lots.	--	0.17	0.39	0.54	0.63

Notes:

NA – Method to derive value is not applicable for curve number values less than 40.

(1) Average runoff condition, and Ia=0.2s.

(2) Poor: <50% ground cover or heavily grazed with no mulch.
Fair: 50 to 75% ground cover and not heavily grazed.
Good: >75% ground cover and lightly or only occasionally grazed.

(3) Poor: <50% ground cover.
Fair: 50 to 75% ground cover.
Good: >75% ground cover.

(4) Poor: Forest litter, small trees, and brush are destroyed by heavy grazing or regular burning.
Fair: Woods are grazed but not burned, and some forest litter covers the soil.
Good: Woods are protected from grazing, and litter and brush adequately cover the soil.

(5) The average percent impervious area shown was used to develop the composite CN's which were then used to derive runoff coefficient values. Other assumptions are as follows: impervious areas are directly connected to the drainage system, impervious areas have a runoff coefficient of 0.94 (or CN of 98), and pervious areas are considered equivalent to open space in good hydrologic condition.

(6) Acronyms for zoning of residential districts are as follows:
TND – TC: Traditional Neighborhood Development – Town Center
TND – NC: Traditional Neighborhood Development – Neighborhood Center
TND – NG: Traditional Neighborhood Development – Neighborhood General
TND – NE: Traditional Neighborhood Development – Neighborhood Edge

(7) These runoff coefficients were calculated from CN's drawn from the NRCS (SCS) Peak Discharge Method from TR-55 assuming a 10-year, 24-hour storm. For larger design storms, the runoff coefficients should be increased using the following C value correction factors:
1.0 for the 10-year design storm and less
1.1 for the 25-year design storm
1.2 for the 50-year design storm
1.3 for the 100-year design storm

6. 12 Coeficientes C do Método Racional

Apresentamos as Tabelas (6.14) a (6.10) devido aRonald L. Rosmiller, 1980 The Racional Formula Revisited in 2000-2005 Waterware Consultants, Centerville. Deixamos no original em inglês.

Tabela 6.14- Coeficientes C para o Método Racional

Description of Area	Runoff Coefficient
Business: Downtown Area	0.70 – 0.95
Business: Neighborhood Areas	0.50 – 0.70
Residential: Single-family areas	0.30 - 0.50
Multi units, detached	0.40 - 0.60
Multi units, attached	0.60 - 0.70
Residential (suburban)	0.25 – 0.40
Apartment dwelling areas	0.50 – 0.70
Industrial: Light areas	0.50 – 0.80
Industrial: Heavy areas	0.60 – 0.90
Park, cemeteries	0.10 – 0.25
Playgrounds	0.20 – 0.35
Railroad yard areas	0.20 – 0.40
Unimproved areas	0.10 – 0.30

Tabela 6.15- Coeficientes C para o Método Racional

Type of Drainage Areas	Runoff Coefficients
Concrete and bituminous pavements	0.70 – 0.95
Gravel and macadam surfaces	0.40 – 0.70
Impervious soil	0.40 – 0.65
Impervious soils, with turf*	0.30 – 0.55
Slightly pervious soils*	0.15 – 0.40
Pervious soils*	0.05 – 0.10
Wooded areas (depending on slope and cover)	0.05 – 0.20

*For slopes from 1 to 2 percent

Tabela 6.16- Coeficientes C para o Método Racional

Type of Surfaces	C Values
USE FOR A CULVERT DESIGN	
• Impervious surfaces	0.90 – 0.95
• Steep barren surfaces	0.80 – 0.90
• Rolling barren surfaces	0.60 – 0.80
• Flat barren surfaces	0.50 – 0.70
• Rolling meadow	0.40 – 0.65
• Deciduous timberland	0.35 – 0.60
• Conifer timberland	0.25 – 0.50
• Orchard	0.15 – 0.40
• Rolling farmland	0.15 – 0.40
• Flat farmland	0.10 – 0.30
USE FOR AN AIRPORT DRAINAGE DESIGN	
• Watertight roof surfaces	0.75 – 0.95
• Asphalt runway pavements	0.80 – 0.95
• Concrete runway pavements	0.70 – 0.90
• Gravel or macadam pavements	0.35 – 0.75
• Impervious soils (heavy)*	0.40 – 0.65
• Impervious soils with turf*	0.30 – 0.55
• Slightly pervious soils*	0.15 – 0.40
• Slightly pervious soils with turf*	0.10 – 0.30
• Moderately pervious soils*	0.05 – 0.20
• Moderately pervious soils with turf*	0.00 – 0.10
USE FOR A STORM SEWER IN AN URBAN AREA	
• Water surfaces, roofs and pavements	0.70 – 0.90
• Block pavement with open joints	0.50 – 0.70
• Macadam pavements	0.25 – 0.60
• Gravel surfaces	0.15- 0.30
• Parks, cultivated lands, lawns, etc., depending on slopes and character of soil	0.05 – 0.30
• Wooded areas	0.01 – 0.20

* For slopes from 1 to 2 percent

Tabela 6.17- Coeficientes C para o Método Racional

Description of Use	Runoff Coefficients
Business: Downtown areas	0.70 – 0.95
Business: Neighborhood areas	0.50 – 0.70
Residential: Single family areas	0.30 – 0.50
Residential: Multi-units detached	0.40 – 0.60
Residential: Multi-units attached	0.60 – 0.70
Residential: (suburban)	0.25 – 0.70
Apartment dwelling units	0.50 – 0.70
Industrial: Light areas	0.50 – 0.80
Industrial: Heavy areas	0.60 – 0.90
Industrial: Parks, cemeteries	0.10 – 0.25
Industrial: Playgrounds	0.20 – 0.40
Industrial: Railroad yard areas	0.20 – 0.40
Industrial: Unimproved areas	0.10 – 0.30

Tabela 6.18- Coeficientes C para o Método Racional

Character of Surfaces	Runoff Coefficients
Streets: Asphaltic	0.70 – 0.95
Streets: Concrete	0.80 – 0.95
Streets: Brick	0.70 – 0.85
Drives and walks	0.80 – 0.85
Roofs	0.75 – 0.95
Lawns: Sandy Soil	
• Flat, 2%	0.05 – 0.10
• Average. 2% to 7%	0.10 – 0.15
• Steep, 7%	0.15 – 0.20
Lawns: Heavy Soil	
• Flat, 2%	0.13 – 0.17
• Average, 2% to 7%	0.18 – 0.22
• Steep, 7%	0.25 – 0.35

Tabela 6.19- 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]	0.47	0.49	0.50	0.48	0.50	0.52	0.49	0.51	0.54	0.51	0.53	0.56
Residential	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	0.25	0.28	0.31	0.27	0.30	0.35	0.30	0.33	0.38	0.33	0.36	0.42
Density[4]	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
	0.70	0.71	0.72	0.71	0.72	0.74	0.72	0.73	0.76	0.73	0.75	0.78
Expressways												

[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 of 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

6.13 Hidrograma do Método Racional conforme Dekalb

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

O método pode ser aplicado para duas situações:

- Quanto do tempo de concentração for < 20min
- Quando o tempo de concentração for maior ou igual a 20min

Calcula/se a vazão de pico pelo método racional, qual será denominada de Qp.

Tabela 6.20- Valores sem dimensões originais da cidade de Dekalb

Dimensionless Time and Hydrograph Ordinates		
t/t_c	Q/Q_p for tc < 20 min	Q/Q_p for tc ≥ 20 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

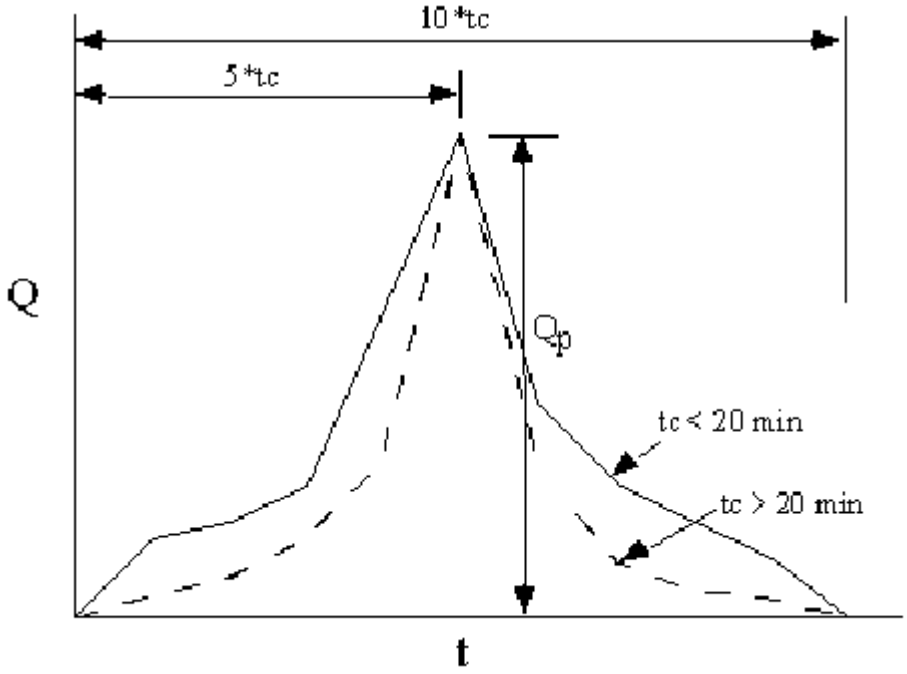


Figura 6.3- Hidrograma da cidade de Dekalb para o método racional

Tabela 6.21- 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

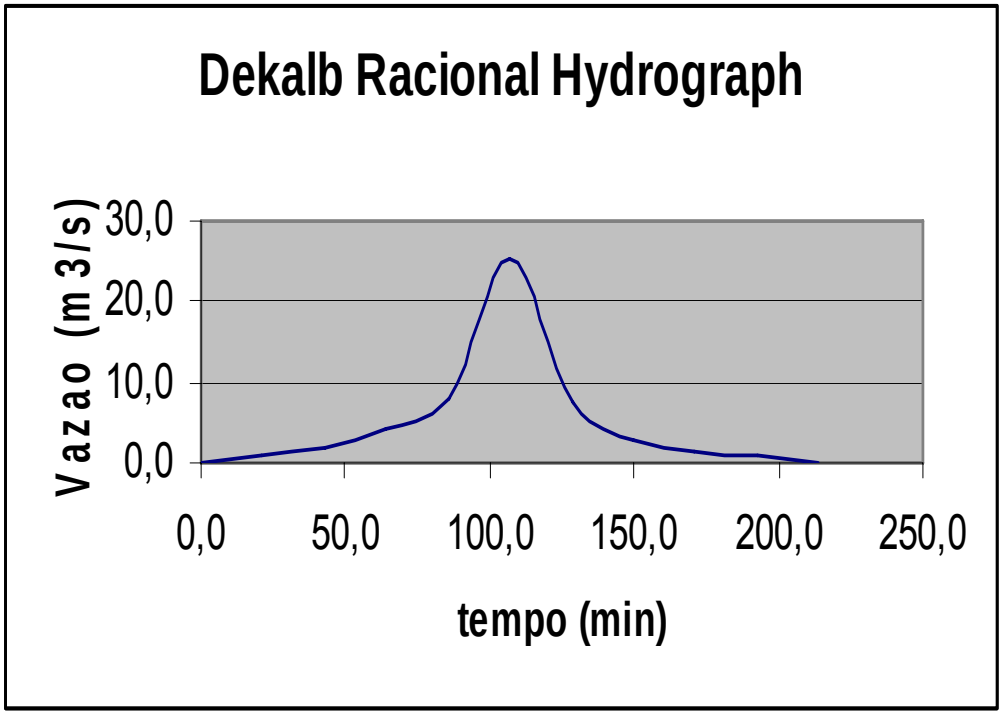


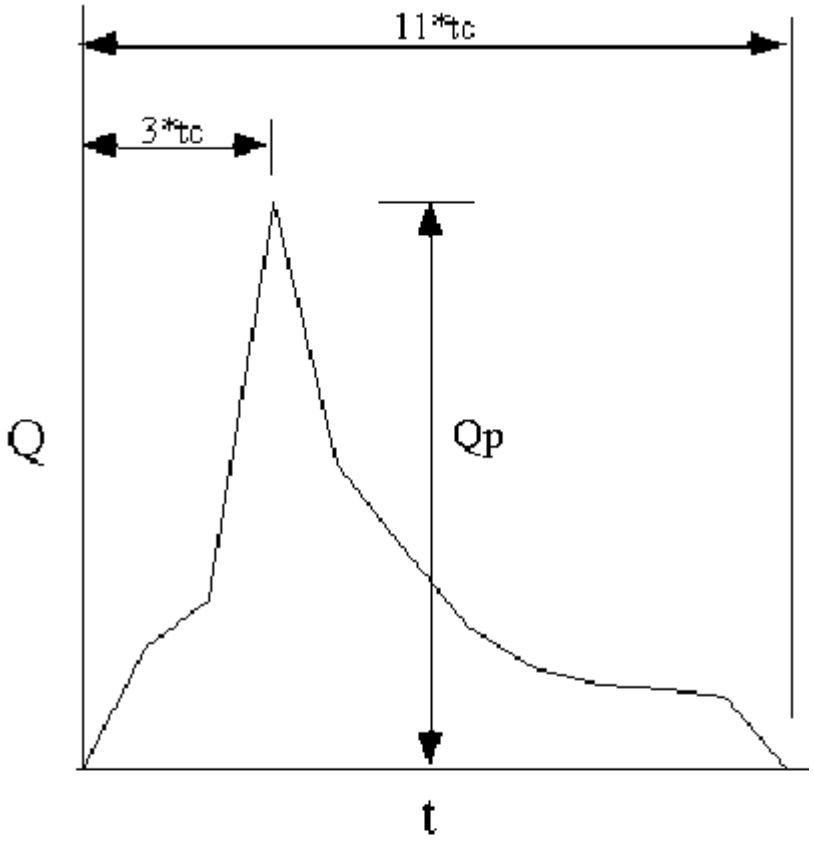
Figura 6.3- Gráfico do hidrograma de Decalb aplicando o método Racional

6.14 Hidrograma universal do Método Racional

Nao sabemos a origem deste método.

Tabela 6.21- Hidrograma admensional para o método Racional

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



where:

tc = time of concentration.

Q = Flow at time t, in cfs.

Qp = Peak flow.

Figura 6.4- Hidrograma do metodo Racional

12.15 Dimensionamento preliminar 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 detenção 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 (6.5).

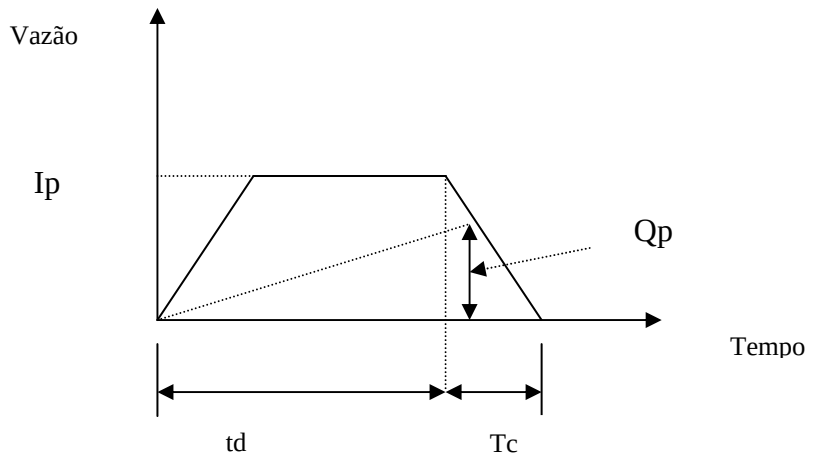


Figura 6.5- Hidrograma trapezoidal de entrada no reservatório de detenção e triangular de saída

Teremos então

Vs= Ip . td – Qp (td + Tc) / 2 **(Equação 6.1)**

Sendo:
td =duração da chuva (min);
Tc= tempo de concentração (min) da bacia no ponto em questão;
Vs= volume de detenção (m^3). Queremos o máximo de Vs;
Qp= pico da vazão de saída (m^3/s).
Ip= 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 Ip= 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 detenção Vs.

Exemplo 6.1

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: 2,22km^2 = 222ha
Período de retorno adotado T=25anos
Fração impermeável total : 0,55 (55% da área total)

Vazão efluente máxima (vazão saída do reservatório) : $13m^3/s$ 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 $Qp=13m^3/s$ devido ao máximo que as galerias da av. Pacaembu suportam. Usando a fórmula de (Paulo Sampaio Wilken,1972).

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

Sendo:

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

T_r = período de retorno (anos);

t= duração da chuva (min).

Para período de retorno Tr = 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=15min

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

Para t=30min

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

e assim por diante conforme mostra a Tabela (6.22).

Aplicando a fórmula racional Q=C. I . A

Teremos:

Para t=15min, A=222 ha e C=0,7

Q= CIA = 0,7 x 421,31 x 222 = 65.472L/s = $65,47m^3/s$

Para t=30min

Q=CIA = 0,7 x 293,69 x 222 = 45.639L/s = $45,64m^3/s$

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

$$Vs= Ip \times td - Qp \times (td + Tc)/2$$

Para t=td = 15min, sendo tempo de concentração Tc fixo igual a 15min

Vs= (vazão afluente em m^3/s) x 60s x (tempo de duração da chuva) – (vazão efluente em m^3/s) x 60s x (tempo de duração da chuva + tempo de concentração)/2

$Vs=65,47m^3/s$ x 60s x 15min – $13m^3/s$ x 60 s x (15min + 15min)/2 =

$Vs= 47.225m^3$

Para t=30min

$Vs= 45,64m^3/s$ x 60s x 30min – 13 m^3/s x 60 s x (30min + 15min)/2 =

$Vs= 64.600m^3$

E assim por diante, conforme se pode ver na Tabela (6.22).

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

Tempo concentraçao	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 metodo 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.

.

Capítulo 7
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
7.1	Introdução
7.1.1	Característica do solo
7.1.2	Pesquisas feitas no pais, nos estados ou em regiões ou cidades
7.1.3	Capacidade mínima de infiltração no solo
7.2.	Tabelas do número CN da curva de runoff
7.3	Condições antecedentes do solo
7.4	Estimativa do número CN para área urbana
7.5	Área impermeável conectada e área impermeável não conectada
7.6	Estimativa de runoff ou escoamento superficial ou chuva excedente pelo método SCS
7.7	Limitações da equação conforme SCS
7.8	Hietograma da chuva excedente
7.9	Estimativa de área impermeável de macro-bacias urbanas
7.10	Aplicações e validade do método no número CN da curva de runoff (SCS)
7.11	Comparação dos métodos de infiltração

Capítulo 7- Chuva excedente - método do número CN do SCS

7.1 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 km^2). 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 maneira 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 pais, nos estados ou em regiões ou cidades;
3. Capacidade mínima de infiltração no solo.

7.1.1 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 (7.1) juntamente com os tipos de solos classificados por (Tucci,1993).

Tabela 7.1- 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).

7.1.2 Pesquisas feitas no pais, 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.

7.1.3 Capacidade mínima de infiltração no solo.

(McCuen,1998) apresenta uma classificação dos quatro grupos A,B,C e D conforme Tabela (7.2) mostrando a *capacidade mínima de infiltração no solo* conforme o grupo do solo.

Tabela 7.2- 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 (7.2) 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.

7.2 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 (7.3) e Tabela (7.4) traduzidas do inglês por (Tucci, 1993).

Tabela 7.3- 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 7.4- 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 estacionamentos, 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 7.1:

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 (7.4) achamos CN=90

7.3 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 (7.5).

Tabela 7.5- 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 (7.6) 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 7.6- 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 (7.7).

Tabela 7.7- 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)

7.4 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.

$$CN_w = CN_p \cdot (1-f) + f \cdot (98) \qquad \textbf{(Equação 7.1)}$$

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 7.2

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 (7.4) 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

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

$$CN_w = 69.\ (1\text{-}0{,}55) + 0{,}55 \,.\, (98) = 84{,}95 = 85$$

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

7.5 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 escoa da área impermeável diretamente para o sistema de drenagem.

No Exemplo (7.2) da bacia de detenção 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 escoa diretamente para o sistema de galerias de drenagem enquanto que os outros 55% da área impermeável se escoa sobre uma área permeável.

O escoamento superficial da área impermeável, isto é, o runoff que se escoa 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 <u>quando a percentagem da área impermeabilizada total é menor que 30%</u>. Somente neste caso é corrigido o valor de CN conforme a seguinte fórmula:

$$\mathbf{CN_c = CN_p + I_f\ (98 - CN_p)\ (1\text{-}0{,}5\ R)} \qquad \textbf{(Equação 7.2)}$$

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, escoa sobre a área permeável.

Exemplo 7.3 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 escoa sobre área permeável.

CN_p =61 (suposto)

Achar CN_c =?

Aplicando a fórmula de McCuen temos:

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

$$CN_c = 61 + 0{,}25 (98-61) (1 - 0{,}50 . 0{,}5) = 61+0{,}25.37.0{,}75=61+6{,}94=67{,}94=68$$

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

7.6 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:

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S} \qquad \textbf{(Equação 7.3)}$$

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 :

$$I_a = 0{,}2\ S \qquad \textbf{(Equação 7.4)}$$

Substituindo o valor de I_a obtemos:

$$Q = \frac{(P - 0{,}2S)^2}{(P + 0{,}8S)} \quad \textbf{válida quando } P > 0{,}2\ S \qquad \textbf{(Equação 7.5)}$$

$$\textbf{sendo} \quad S = \frac{25400}{CN} - 254 \qquad \textbf{(Equação 7.6)}$$

A Equação (7.3) do valor de Q é válida quando a precipitação P > 0,2S.

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

7.7 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 significante 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.

7.8 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 7.4- 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 (7.8) 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:

.

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

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

A Equação (7.8) 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 . S = 0,2 . 37,95 = 7,59mm

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

Obteremos também o Q acumulado.

Mas a equação achada só vale quando P>0,2 S ou seja P> 7,59mm
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:

= SE (Coluna 6 > 7,59; [(coluna 6 – 7,59) ^{2} / (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 7.8- 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*

7.9 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 km^2 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 $4km^2$.

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:

$$\mathbf{A_{imp} = -3{,}86 + 0{,}55\ d} \qquad \textbf{(Equação 7.7)} \qquad \mathbf{(7{,}02 \leq d \leq 115\ hab/ha)}$$

$$\mathbf{A_{imp} = 53{,}2 + 0{,}054\ d} \qquad \textbf{(Equação 7.8)} \qquad \mathbf{(\ para\ d > 115\ hab/ha)}$$

sendo:
A_{imp} = % da área impermeável e
d= densidade populacional (hab/ha)

Exemplo 7.5- 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 km^2.

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 100km^2, 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 especifico 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 (7.7) e (7.8) de (Campana e Tucci, 1994) já citadas para densidade populacional maior que 115hab/ha.

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

sendo:
A_{imp} = % da área impermeável e
d= densidade populacional (hab/ha)

d= 153hab/ha

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

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 (7.1) de (McCuen,1998).

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

CN_p = 66 (coeficiente de escoamento superficial da parte permeável)
f= fração da área impermeável =0,615 (61,5%)

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

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

Exemplo 7.6- Caso real: bacia do córrego dos Meninos na RMSP

A bacia do córrego dos Meninos tem 98,65 km^2 de área. A chuva adotada foi de 2 horas muito usada para bacias em torno de 100 km^2 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_{imp} = 53,2 +0,054 d (para d >115 hab/ha)
A_{imp} = 53,2 +0,054 . 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 (7.1) de (McCuen,1998).

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

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

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

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

Exemplo 7.7- Caso real: bacia do Alto Tietê na RMSP

A área da bacia é de 3.230 km^2.

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 CABC- 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 respetivas precipitações totais em mm conforme Tabela (7.9).

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 7.9- Chuva de 24horas 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).

7.10 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 pais.

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 71m^3/s para 44m^3/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).*

7.11 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.

Capitulo 8

Infiltração pelo Método de Horton

"O engenheiro após 10 anos de formado quer aprender filosofia"
Prof. dr. Kokei Uehara

SUMÁRIO

Ordem	Assunto
8.1	Introdução
8.2	Método de Horton

Capitulo 8- Infiltração pelo método de Horton

8.1 Introdução

Infiltração é a passagem de água da superfície para o interior do solo (Tucci, 1993).

8.2 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:

$$f_p = f_f + (f_0 - f_f)\, e^{(-kt)} \qquad \textbf{(Equação 8.1)}$$

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:

$$f = i \quad \text{se} \quad f_p \geq i \qquad \textbf{(Equação 8.2)}$$

$$f = f_p \quad \text{se} \quad f_p < i \qquad \textbf{(Equação 8.3)}$$

Sendo:

f= a taxa de infiltração no tempo (cm/h)
i = a taxa de precipitação no tempo (cm/h)

A Equação (8.1) 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 0,7km^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 8.1 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 8.2- Estimativa de parâmetros da fórmula de Horton

Parâmetros da fórmula de Horton	Classificação hidrológica do solo segundo o *Soil Conservation Service* (SCS)			
	Tipo A (mm/h)	Tipo B (mm/h)	Tipo C (mm/h)	Tipo D (mm/h)
f_0	250	200	130	80
f_f	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_f 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 (8.3) e Tabela (8.4).

Tabela 8.3- Estimativa da taxa de infiltração final de Horton segundo Akan,1993

Tipo de solo	f_f (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 8.1

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 (8.3).

Quando não dispomos de dados experimentais, Akan,1993 aconselha a Tabela (8.4)

Tabela 8.4- 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 8.5- 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 anél

Local	Taxa de infiltração final f_f 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 (8.6).

Tabela 8.6- 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 8.2

Na Tabela (8.7) apresentamos a planilha elaborada em Microsoft Excel com exemplo de (Akan,1993 p.35).

Os dados de entrada são os seguintes:

f_f = 0,5 cm/h
f_0= 3 cm/h
k = 1,0/h
f_p = taxa de infiltração no tempo t (cm/h)
f = taxa de infiltração adotada (cm/h)
i = taxa de precipitação no tempo (cm/h)
t_1 =início do tempo em horas
t_2 = fim do tempo em horas
t= média do tempo t_1 e t_2 em horas

O cálculo de f é decidido entre a taxa de precipitação i comparando com f_p usando a Equação (8.2) e Equação (8.3).

Dica: não esquecer a Equação (8.2) e Equação (8.3) relativas aos valores de f_p e de i.

Tabela 8.7- 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 t (h)	Uso da fórmula f_p (cm/h)	Infiltração no solo método de Horton	
					f (cm/h)	f . 0,25h 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 8.3

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 (8.4).

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 = taxa de infiltração no tempo t (cm/h).
f_f = taxa de infiltração mínima = 4,5mm/h
f_0 = taxa de infiltração inicial =30mm/h
k = constante da exponencial (/h). Nota: não foi citado por Canholi

Como não foi divulgado o coeficiente exponencial k, adotamos k= 0,67/h
Vamos fazer uma explicação de coluna por coluna da Tabela (8.8).

Coluna 1:
Trata-se da seqüência de 1 a 48 intervalos que temos de 2,5min.

Coluna 2:
É o inicio 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 (8.1) fornece os valores de fp

$$f_p = f_f + (f_0 - f_f)\, e^{(-kt)}$$

$$f_p = 4{,}5 + (30 - 4{,}5)\, e^{(-0{,}67.t)} = 4{,}5 + 25{,}5 / e^{0{,}67.t}$$

Temos portanto fp em função do tempo em horas conforme coluna 4 da Tabela (8.8).
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 $^{0{,}67.\ \text{coluna 4}}$ $\geq$ coluna7 ; coluna 6 =coluna 7 ; coluna6= 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**.

Tabela 8.8- 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**
							(Infiltraçao pelo	Chuva Excedente	2,55
							método de Horton)	*(mm)*	2,55

Fonte: aplicação do método de Horton baseado em Akan,1993

Capítulo 9
Orifício e vertedor e curva cota-volume

"Nunca podemos alcançar a verdade, só podemos conjecturar"
Karl Popper

SUMÁRIO

Ordem	Assunto	P.
9.1	Introdução	
9.2	Orificio	
9.2.1	Entrada nos orificios	
9.3	Vertedor de soleira normal para a vazão Q	
9.4	Vertedor triangular	
9.5	Vertedor circular em parede vertical	
9.6	Vertedor de parede espessa	
9.7	Extravasor de barragens: perfil Creager	
9.7.1	Perfil Creager	
9.8	Formulação matemática da curva cota-volume do reservatório	
9.9	Análise de incerteza do orificio	

Capítulo 9-Orifício e vertedor e curva cota-volume

9.1 Introdução

As estruturas de controle estão classificadas em dois tipos básicos: *orifícios* e *vertedor de soleira normal*

9.2 Orifício

Um orifício no sentido hidráulico é uma abertura de forma regular praticada na parede ou no fundo de um recipiente, através da qual sai o líquido contido nesse recipiente, mantendo-se o contorno completamente submerso, isto é, abaixo da superfície livre (Lencastre, 1983). Um orifício pode possuir qualquer forma, tal como, circular, retangular, quadrado, etc.

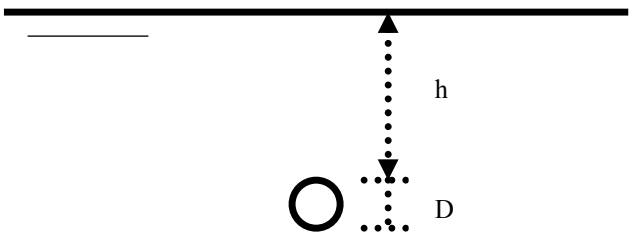
Na classe do orifício, segundo (Akan,1993) estão inclusos os tubos e galerias curtas, de maneira que a saída não está submersa.

A descarga de um orifício de qualquer seção pode ser determinada usando:

$$\mathbf{Q= K_0\ A_0\ \ (2\ g\ \ h)^{0,5}} \qquad \textbf{(Equação 9.1)}$$

sendo:

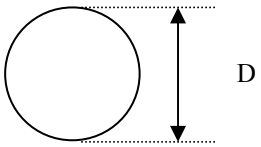
Q= vazão de descarga (m^3/s);
A_0 = área da seção transversal do orifício (m^2);
g= aceleração da gravidade g=9,81 m/s^2 ;
h= altura da água sobre a geratriz superior da galeria ou da tubulação (m);
K_0= C_d= coeficiente de descarga do orifício (adimensional).



A Equação (9.1) só é válida quando h/D > 1,2. Entretanto na prática conforme (Akan,1993) mesmo para pequenas alturas de h é usada a Equação (9.1).

Dica - o coeficiente de descarga médio de um orifício é K_0= 0,62.

Para um tubo de galeria de diâmetro D a área é:



$$A_0 = \pi D^2 / 4 \qquad \textbf{(Equação 9.2)}$$

Exemplo 9.1- orifício de seção circular

Considerando o coeficiente de descarga médio usado freqüentemente K_0=0,62 segundo (Wanielista,1997), sendo a altura de água de 3,00m e tubo de 0,60m. Calcular a descarga em m^3/s.

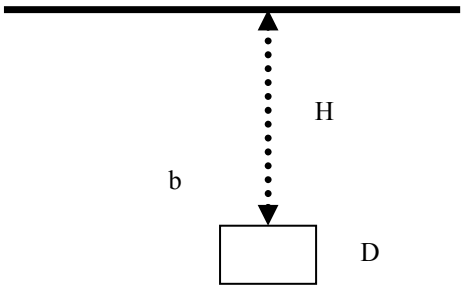
$A_0 = \pi D^2 / 4 = \pi . 0{,}60^2 / 4 = 0{,}2827 m^2$

$Q = K_0 A_0 (2 g h)^{0,5} = 0{,}62 . 0{,}2827 . (2 . 9.81 . 3{,}00)^{0,5} = 1{,}34 m^3/s$

Orifício retangular

Para uma galeria retangular, sendo b a largura e D a altura a área é:

$$A_0 = b . D \qquad \textbf{(Equação 9.3)}$$



Exemplo 9.2- orifício de seção retangular

No dimensionamento do piscinão do Pacaembu, (Canholi,1995) usou para a saída de controle um orifício retangular com 1,00m de largura por 0,50m de altura. Foi usado o coeficiente de descarga médio K_0= 0,62.

A altura h desde a geratriz inferior do orifício até o vertedor retangular superior é 4,65m. Calcular a vazão máxima do orifício.

$Q = K_0 A_0 \sqrt{2 g h} = 0{,}62 . (1{,}00 . 0{,}50) . \sqrt{2 . 9.81 . 4{,}65} = 2{,}96 m^3/s$

9.2.1 Entrada nos orifícios

A entrada nos orifícios pode ser com ou sem chanfro, conforme mostra a Figura (9.1).

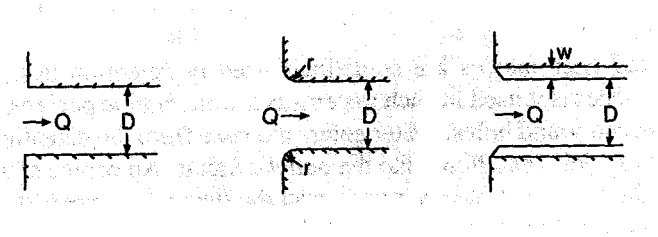


Figura 9.1- Tipos de entrada das galerias- quadrado (r=0), redondo e chanfrado
Fonte: (Akan 1993).

Em função de r/D sendo r da Figura (9.1) e de h/D temos os valores do coeficiente de descarga K_0 na Tabela (9.1) e Tabela (9.2) em função do ângulo do muro de ala e h/D.

Tabela 9.1-Coeficiente de descarga K_0 em orifícios com paredes verticais

h/D	r/D ou W/D						
	0	0,02	0,04	0,06	0,08	0,10	0,14
1,4	0,44	0,46	0,49	0,50	0,50	0,51	0,51
1,5	0,46	0,49	0,52	0,53	0,53	0,54	0,54
1,6	0,47	0,51	0,54	0,55	0,55	0,56	0,56
1,7	0,48	0,52	0,55	0,57	0,57	0,57	0,57
1,8	0,49	0,54	0,57	0,58	0,58	0,58	0,58
1,9	0,50	0,55	0,58	0,59	0,60	0,60	0,60
2,0	0,51	0,56	0,59	0,60	0,61	0,61	0,62
2,5	0,54	0,59	0,62	0,64	0,64	0,65	0,66
3,0	0,55	0,61	0,64	0,66	0,67	0,69	0,70
3,5	0,57	0,62	0,65	0,67	0,69	0,70	0,71
4,0	0,58	0,63	0,66	0,68	0,70	0,71	0,72
5,0	0,59	0,64	0,67	0,69	0,71	0,72	0,73

Fonte: (Bodhaine,1976 *in* Akan,1993)

Tabela 9.2- Orifício - Coeficiente de descarga Ko para condutos extravasores com muros de ala

h/D	Ângulo do Muro Ala				
	30º	45º	60º	75º	90º
1,3	0,44	0,44	0,43	0,42	0,39
1,4	0,46	0,46	0,45	0,43	0,41
1,5	0,47	0,47	0,46	0,45	0,42
1,6	0,49	0,49	0,48	0,46	0,43
1,7	0,50	0,50	0,48	0,47	0,44
1,8	0,51	0,51	0,50	0,48	0,45
1,9	0,52	0,52	0,51	0,49	0,46
2,0	0,53	0,53	0,52	0,49	0,46
2,5	0,56	0,56	0,54	0,52	0,49
3,0	0,58	0,58	0,56	0,54	0,50
3,5	0,60	0,60	0,58	0,55	0,52

4,0	0,61	0,61	0,59	0,56	0,53
5,0	0,62	0,62	0,60	0,58	0,54

Fonte: (Bodhaine,1979 *in* Akan, 1993)

Exemplo 9.3- orifício de seção circular com chanfro de entrada de raio de 6cm

Considerando um orifício com diâmetro de 1,00m, paredes verticais e com e que o raio r=0,06m. Calcular Q=?

Usando a Tabela (9.1) com r/D = 0,06/1,00 = 0,060 e supondo h=4,00m e h/D= 4,00/0,60 =6,66. Portanto temos K_0= 0,70.

9.3 Vertedor de soleira normal para a vazão Q

O vertedor de soleira normal é empregado para o escoamento de grandes vazões.

A carga medida com relação a crista e correspondente à vazão Q_d é designada por carga de projeto ou de definição da soleira h_D.

Entretanto o vertedor poderá funcionar para cargas diferentes do projeto, produzindo-se sobrepressões ou depressões ao longo da soleira que podem chegar a valores elevados Figura (9.2).

Uma expressão clássica para delinear o perfil da vertente de soleira normal para jusante da crista é devida a Creager e fácil de se encontrar (ver Lencastre,1983 ou Azevedo Netto,1998 p. 99).

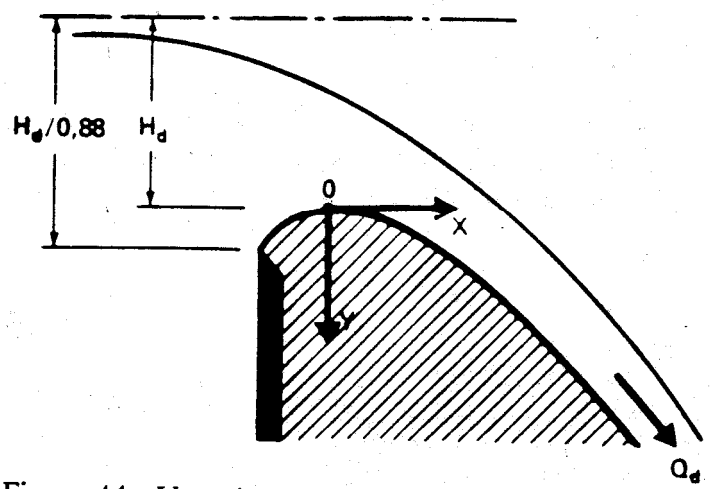


Figura 9.2-Vertedor de soleira normal para vazão Qd
Fonte: Notas de aula da EPUSP, prof. dr. Paolo Alfredini, 1998, p. 26, 1998

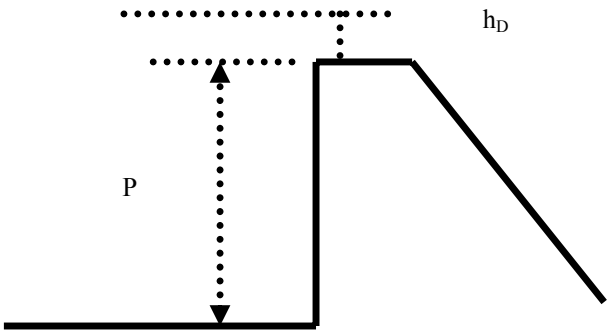
O vertedor de soleira normal deve ser dimensionada pela Equação (9.4) conforme (Akan,1993).

$$Q = k_w \, L \, (2\,g)^{0,5} \, h^{3/2} \qquad \textbf{(Equação 9.4)}$$

onde:
k_w = coeficiente de vazão;
L= comprimento da crista do vertedor;
g= aceleração da gravidade
h= lâmina d'água sobre a crista

Os coeficientes k_w estão na Tabela (9.3) em função de h/h_D sendo h_D a altura da crista do vertedor para a vazão de projeto Q_d.

Para cargas h menores que a carga de projeto h_D teremos coeficientes de escoamento diferentes (cuidado para não esquecer).



Para usar a Tabela (9.3) tem que ser obedecida a relação $P/h_D > 1$, sendo P a altura do vertedor e h_D a altura da crista de projeto do vertedor em relação ao topo do mesmo. Assim um vertedor com P=4,5m e h_D =1,50m a relação P/h_D = 4,5/1,5 = 3 >1.

Tabela 9.3- Vertedor retangular - Coeficientes de descarga k_w para vertedores em ogiva

h/h_D	k_w
0,2	0,41
0,4	0,44
0,6	0,46
0,8	0,48
1,0	0,49
1,2	0,50

Fonte: Akan,1993

Exemplo 9.4

Calcular a vazão no vertedor retangular com largura L=2,00m, altura de 1,60m e altura do fundo de 4,65m.

h/h_D= 1,60/1,60 =1,00 e entrando na Tabela (9.3) achamos k_w =0,49. Usando Equação(9.4) temos:

g=9,81 m/s^2

$$Q_d = k_w L \sqrt{2g}\ h^{3/2} = 0{,}49 \,.\, 2{,}00 \sqrt{2g}\ 1{,}6^{3/2} = 8{,}79\ m^3/s$$

Q_d é a vazão de projeto do vertedor. Para alturas menores que h_D teremos diferentes valores de k_w conforme a Tabela (9.3).

Exemplo 9.5 –orifício e vertedor retangular de soleira normal

Seja um reservatório de detenção com orifício de diâmetro D=0,80m e a P=4,50m do fundo até a soleira do vertedor de soleira retangular com largura L=2,00m e altura h_D=1,50m.

Calcular a curva da descarga do orifício e do vertedor em função da altura da água no reservatório.

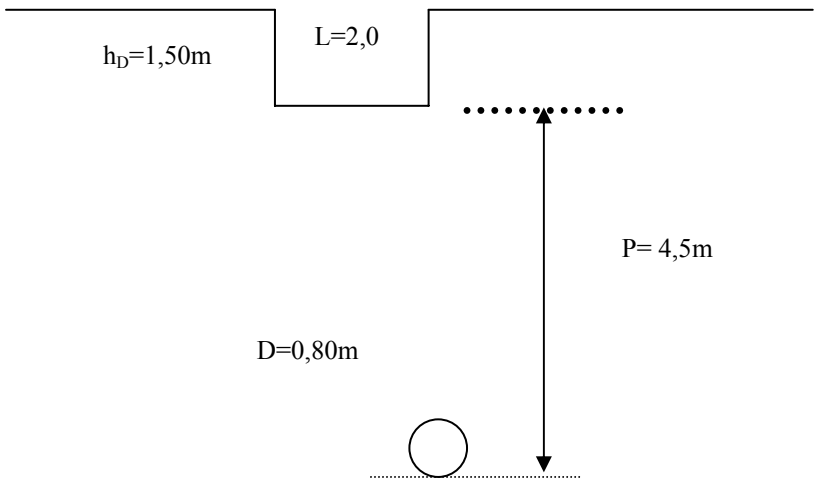


Figura 9.3- Esquema de vertedor tipo orifício no fundo e acima vertedor retangular.

Para o orifício usamos a Equação (9.1) com duas variáveis, uma a altura h e outra o valor do coeficiente de descarga K_0 que varia em função da relação h/D e também da relação r/D dependendo do raio do chanfro na entrada do mesmo.

$$Q = K_0\ A_0\ (2\ g\ h)^{0,5}$$

Como D=0,80m a área A_0 será:

$$A_0 = \pi\ D^2/4 = \pi \,.\, 0{,}80^2/4 = 0{,}50 m^2$$

O valor de h irá variar de 0 até 4,50m.

Escolhido o raio do chanfro, por exemplo, de 3cm=0,03m teremos:

$$r/D = 0{,}03/0{,}80 = 0{,}04$$

Com o valor de r/D=0,04 e h/D = (4,5-0,8)/ 0,8= 4,65 entramos na Tabela (9.1) e achamos os valores de K_0 =0,67 , o qual será constante.

Para o vertedor retangular procedemos da mesma forma, mas usando a Equação (9.4).

$$Q= k_w L \ (2 g)^{0,5} \ h^{3/2}$$

A largura do vertedor retangular L=2,00m e portanto o valor da descarga Q varia em função de k_w e da altura h.

Para achar os valores de k_w devemos usar a Tabela (9.4) onde entram as relações h/h_D, não esquecendo que h_D =1,50m é altura do vertedor. Para h/h_D = 1,00 achamos k_w=0,49 o qual vamos supor constante.

A Tabela (9.4) foi feita para aplicação das duas fórmulas orifício e vertedor retangular. O gráfico da Figura (9.4) mostra como fica a curva da descarga em m^3/s.

Tabela 9.4- Descarga final resultante do orifício e do vertedor em função da elevação

Altura da água h (m)	Orifício		Vertedor		Soma vazões (m^3/s)
	coeficiente de escoamento K_0	Q (m^3/s)	Coeficiente k_w	Q (m^3/s)	
0		0			0
0,25		0,75			**0,75**
0,50		1,05			**1,05**
0,75		1,29			**1,29**
1,00		1,49			**1,49**
1,25		1,67			**1,67**
1,50		1,83			**1,83**
1,75		1,97			**1,97**
2,00		2,11			**2,11**
2,25		2,24			**2,24**
2,50		2,36			**2,36**
2,75		2,47			**2,47**
3,00		2,58			**2,58**
3,25	0,67	2,69			**2,69**
3,50		2,79			**2,79**
3,75		2,89			**2,89**
4,00		2,98			**2,98**
4,25		3,08			**3,08**
4,50		3,16		0	**3,16**
4,75		3,25		0,54	**3,79**
5,00		3,34		1,53	**4,87**
5,25		3,42		2,82	**6,24**
5,50		3,50	0,49	4,34	**7,84**
5,75		3,58		6,06	**9,64**
6,00		3,65		7,97	**11,62**

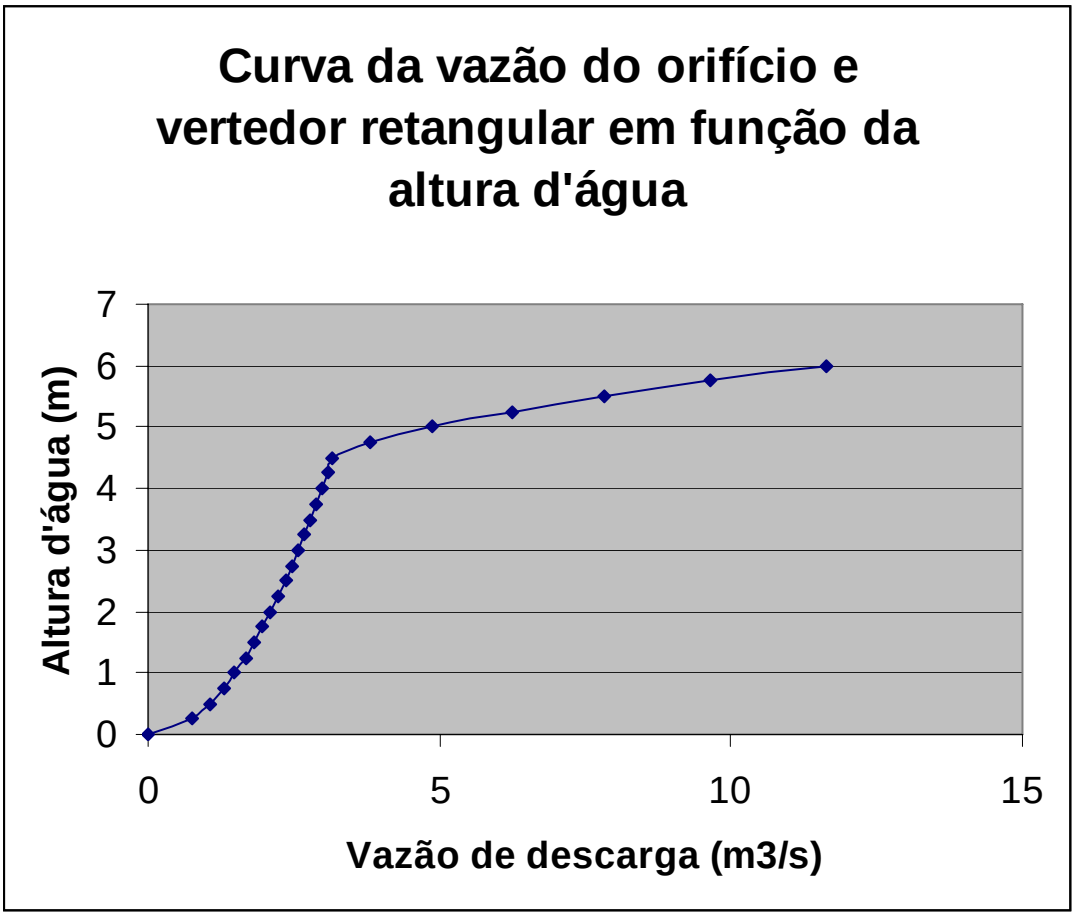


Figura 9.4- Gráfico da descarga total referente ao orifício e ao vertedor

9.4 Vertedor triangular

Os vertedores triangulares não são usados devido ao problema de depósito de lixo e sujeira nos mesmos. O ângulo do triângulo é de 90º e conforme (Fernandez et al, 1997) p. 95 a fórmula de Thomson (Vianna, 1997 p. 539) é:

$$Q = 1{,}4 \cdot H^{5/2} \qquad \textbf{(Equação 9.5)}$$

Sendo Q em m^3/s e H a carga em metros. O coeficiente na realidade pode assumir valores entre 1,40 e 1,46.

Exemplo 9.6 – Vertedor Triangular em ângulo de 90º

Calcular a descarga em m^3/s sendo a altura d'água em relação ao vértice H=2,00m

$$Q = 1{,}4 \cdot H^{5/2} = 1{,}4 \cdot 2{,}00^{5/2} = 7{,}92\ m^3/s$$

9.5 Vertedor circular em parede vertical

São raramente empregados e a fórmula é a seguinte (Vianna,1997, p. 539), tem como vantagem dispensar o nivelamento da soleira.

$$Q= 1,518 \cdot D^{0,693} H^{1,807} \qquad \textbf{(Equação 9.6)}$$

Sendo Q em m^3/s, D e H em metros.

Exemplo 9.7- Vertedor circular em parede vertical

D=0,90m
H=0,40m (a altura da água em relação a geratriz inferior)

$Q= 1,518 \cdot D^{0,693} H^{1,807} = 1,518 \cdot 0,90^{0,693} \cdot 0,40^{1,807} = 0,27\ m^3/s$

9.6 Vertedor de parede espessa

Azevedo Netto et al,1998 apresenta para o cálculo da vazão de um vertedor de parede espessa uma fórmula comprovada em laboratório.

$$Q= 1,71 \cdot L \cdot H^{3/2} \qquad \textbf{(Equação 9.7)}$$

Exemplo 9.8- Dadols largura do vertedor de parede espessa L=2,00m e altura d'água H=1,5m que resultará em:

$$Q= 1,71 \cdot L \cdot H^{3/2} = 1,71 \cdot 2,00 \cdot 1,5^{3/2} = 6,28 m^3/s$$

9.7 Extravasor de barragens: perfil Creager

Um vertedor de com perfil Creager é muito usado em barragens.

Para se obter a vazão aproximada que passa por um perfil Creager, usaremos a fórmula proposta por Azevedo Netto et al.,1998 p.99.

$$Q= 2,2 \cdot L \cdot H^{3/2} \qquad \textbf{(Equação 9.8)}$$

Exemplo 9.9- Calcular a vazão que passa pelo vertedor com perfil Creager sendo a largura de 2,00m e altura da água de 1,50m (carga).

$$Q= 2,2 \cdot L \cdot H^{3/2} = 2,2 \cdot 2,00 \cdot 1,50^{3/2} = 8,08\ m^3/s$$

9.7.1 Perfil Creager

Uma maneira prática de se achar o perfil Creager de um vertedor é usar os valores da Tabela (9.5) conforme Azevedo Netto et al, 1998.

Tabela 9.5- Valores de x e de y para vertedor Creager com altura de 1,00m. Para altura maiores multiplicar as coordenadas pelo novo valor de H.

Valores de x para H=1,00m	Valores de y para H=1,00m
0	0,126
0,1	0,036
0,2	0,007
0,3	0,000
0,4	0,007
0,6	0,060
0,8	0,142
1,0	0,257
1,2	0,397
1,4	0,565
1,7	0,870
2,0	1,220
2,5	1,960
3,0	2,820
3,5	3,820

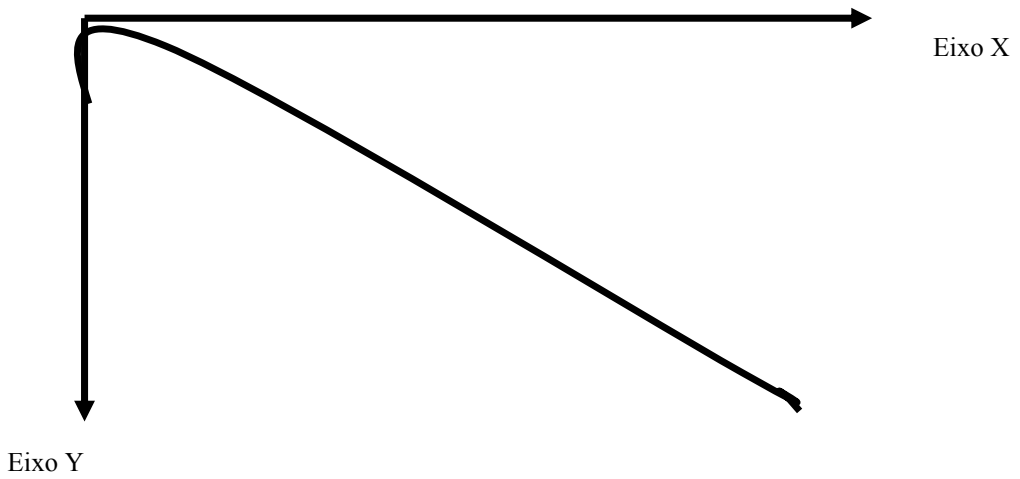


Figura 9.13- Perfil Creager com os eixos X e Y conforme Azeveto Netto et al,1998.

Exemplo 9.8- Traçar o perfil Creager supondo H=1,50m.

Multiplicamos todas as coordenadas da Tabela (9.5) por H=1,50m e obtemos a Tabela (9.6) e a Figura (9.14).

Tabela 9.6- Coordenadas X e Y do perfil Creager

X	Y
0,00	0,19
0,15	0,05
0,30	0,01
0,45	0,00
0,60	0,01
0,90	0,09
1,20	0,21
1,50	0,39
1,80	0,60
2,10	0,85
2,55	1,31
3,00	1,83
3,75	2,94
4,50	4,23
5,25	5,73

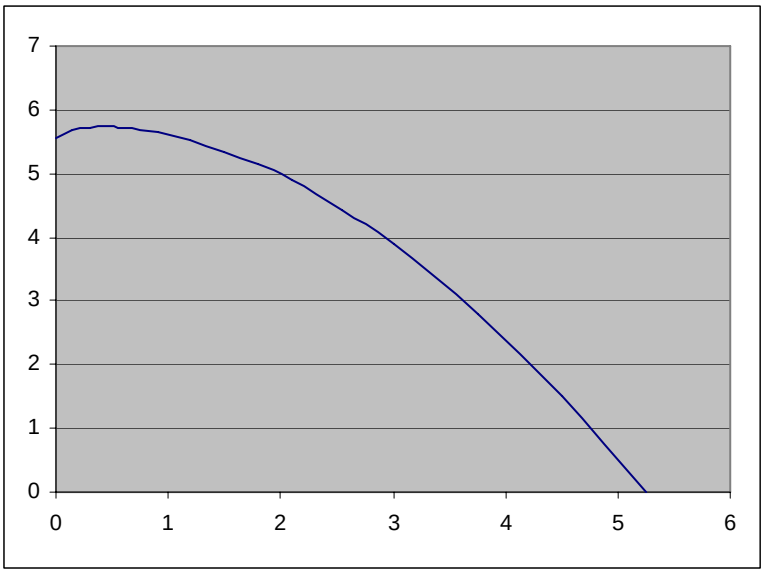


Figura 9.14- Perfil Creager com os eixos X e Y conforme Azeveto Netto et al,1998 considerando a carga de H=1,50m. O valor de y foi calculado usando (5,73-y)

9.8 Formulação matemática da curva cota - volume do reservatório

Segundo (Akan,1993) a curva cota-volume de reservatórios naturais ou artificiais pode ser representada pela expressão:

$$S = b\,h^{c} \qquad \textbf{(Equação 9.9)}$$

sendo:

S= volume do reservatório
h= lâmina d'água sobre a saída
b, c = parâmetros constantes que dependem da forma do reservatório

A constante *c* não tem dimensão e a constante *b* tem a dimensão [comprimento] $^{3-c.}$

As constantes *b,c* dependem do tamanho e da forma do reservatório. Por exemplo, se o reservatório tem paredes verticais, então c=1 e b= área da seção horizontal.

Se existe tabulados *N* pares da curva cota-volume, então as constante *b, c* podem ser achadas através de análise de regressão:

$$c = \frac{\Sigma(\log S)(\log h) - \dfrac{(\Sigma \log S)(\Sigma \log h)}{N}}{\Sigma(\log h)^2 - \dfrac{(\Sigma \log h)^2}{N}} \qquad \textbf{(Equação 9.10)}$$

Para o valor de b temos:

$$b = 10^{[\Sigma \log S - c(\Sigma \log h)]/N} \qquad \textbf{(Equação 9.11)}$$

Exemplo 9.10

Seja um reservatório natural com 87.990m^3. A curva cota-volume foi obtida de 0,10m em 0,10m com N=30. Fazendo-se a planilha da análise de regressão por (Akan,1993) p. 128 obtemos a Tabela (9.7).

O volume (*Storage*) S em função da altura h é a Equação (9.5):

$$S = b\,h^c$$

Sendo c=0,999561 e b= 29331,58 teremos:

$$S = 29331{,}58\ h^{0{,}999561}$$

Tabela 9.7- Planilha para cálculo da fórmula matemática da curva cota-volume de um reservatório natural.

Altura h N=30 (m)	log h	(logh)^2	Volume (m^3)	log S	(logh) *(logS)
0,1	-1,000	1,000	2933	3,467	-3,467
0,2	-0,699	0,489	5866	3,768	-2,634
0,3	-0,523	0,273	8799	3,944	-2,062
0,4	-0,398	0,158	11732	4,069	-1,619
0,5	-0,301	0,091	14665	4,166	-1,254
0,6	-0,222	0,049	17598	4,245	-0,942
0,7	-0,155	0,024	20531	4,312	-0,668
0,8	-0,097	0,009	23464	4,370	-0,424
0,9	-0,046	0,002	26397	4,422	-0,202
1,0	0,000	0,000	29330	4,467	0,000
1,1	0,041	0,002	32263	4,509	0,187
1,2	0,079	0,006	35196	4,546	0,360
1,3	0,114	0,013	38129	4,581	0,522
1,4	0,146	0,021	41062	4,613	0,674
1,5	0,176	0,031	43995	4,643	0,818
1,6	0,204	0,042	46928	4,671	0,954

1,7	0,230	0,053	49861	4,698	1,083
1,8	0,255	0,065	52794	4,723	1,206
1,9	0,279	0,078	55727	4,746	1,323
2,0	0,301	0,091	58660	4,768	1,435
2,1	0,322	0,104	61593	4,790	1,543
2,2	0,342	0,117	64526	4,810	1,647
2,3	0,362	0,131	67459	4,829	1,747
2,4	0,380	0,145	70392	4,848	1,843
2,5	0,398	0,158	73325	4,865	1,936
2,6	0,415	0,172	76258	4,882	2,026
2,7	0,431	0,186	79191	4,899	2,113
2,8	0,447	0,200	82124	4,914	2,198
2,9	0,462	0,214	85057	4,930	2,279
3,0	0,477	0,228	87990	4,944	2,359
	Σ= 2,424	Σ= 4,152		Σ= 136,443	Σ= 14,979
c= 0,999561		b=29331,58		S=29331,58*h ^{0,999561}	

Exemplo 9.11- Caso real

Reservatório de detenção projetado pela firma Hagaplan no córrego São João, bairro Alegre do municipio de São João da Boa Vista em São Paulo.

Seja um reservatório natural com 250.334,80m^3. A curva cota-volume foi obtida em sete intervalos, portanto N=7. Fazendo-se a planilha da análise de regressão por (Akan,1993) p. 128 obtemos a Tabela (9.8).

Tabela 9.8- Planilha para cálculo da fórmula matemática da curva cota-volume de um reservatório natural.

Altura h N=7 (m)	**log h**	**(logh)^2**	**Volume (m^3)**	**log S**	**(logh) x (logS)**
0,6	-0,22	0,05	402,30	2,60	-0,58
1,6	0,20	0,04	6562,30	3,82	0,78
2,6	0,41	0,17	28101,30	4,45	1,85
3,6	0,56	0,31	65437,80	4,82	2,68
4,6	0,66	0,44	122251,30	5,09	3,37
5,6	0,75	0,56	201477,80	5,30	3,97
6,1	0,79	0,62	250334,80	5,40	4,24
	Σ= 3,15	Σ= 2,19		Σ= 31,48	Σ= 16.31
c= 2,78		**b=1761,94**		**S=1761,94 . h ^{2,78}**	

O volume (*Storage*) S em função da altura h é a Equação (9.5):

$$S= b\ h^{c}$$

sendo:

c=2,78
b=1761,94

$$S = 1761{,}94 \,.\, h^{2{,}78}$$

9.9 Análise de incerteza do orifício

As equações dos orifícios e vertedores apresentam incertezas. Estão na altura da cota volume, determinação dos volumes por faixas de cota, e incerteza na escolha do coeficiente de descarga.

Para verificar as incertezas devemos aplicar o método de análise de incerteza de primeira ordem (Tomaz, 1999).

Consideremos que o erro na determinação da altura da cota h igual a 5% ou seja o coeficiente de variação de h é Ω_h =0,05 e que o coeficiente de descarga, tanto para o orifício como para o vertedor retangular igual 20% ou seja o coeficiente de variação é Ω_K=0,20.

$Q= K_0 A_0 \sqrt{2 g h}$

$\Omega^2_Q = \Omega_k^2 + (1/2)^2 . \Omega_h^2$

$\Omega^2_Q = \Omega_k^2 + (1/4) . \Omega_h^2$

Exemplo 9.12

$\Omega^2_Q = 0{,}20^2 + + (1/4) . 0{,}05^2$

$\Omega^2_Q = 0{,}040625$

Ω_Q =0,2016 ou seja a incerteza da vazão Q calculada é de 20,16%

9.10 Análise de incerteza do vertedor retangular

$$\mathbf{Q= k_w L \sqrt{2 g} \; h^{3/2}}$$

$\Omega^2_Q = \Omega_k^2 + (3/2)^2 . \Omega_h^2$

$\Omega^2_Q = \Omega_k^2 + (9/4) . \Omega_h^2$

Exemplo 9.13

$\Omega^2_Q = 0{,}20^2 + (9/4) . 0{,}05^2$

Ω_Q = 0,2136 ou seja a incerteza da vazão calculada Q é de 21,36%

Capítulo 10
Routing do reservatório

"Aquele que aprendeu dimensionar um reservatório de detenção age como uma criança de 12 ou 13 anos; arranja uma namoradinha e acha que descobriu o amor, esquecendo que seus pais, avós, bisavós etc, já o descobriram há muito tempo. Os chineses já conheciam os piscinões há milhares de anos"
Prof. dr. Kokei Uehara, 1998

SUMÁRIO

Ordem	Assunto	Página
10.1	Introdução	
10.2	Método modificado de Pulz	
10.3	Interpolação linear	
10.4	Routing do reservatório de detenção do Pacaembu	

Capítulo 10- Routing do reservatório

10.1 Introdução

Não existe uma palavra na língua portuguesa que substitua o termo *routing* da língua inglesa.

Routing é o processo que determina espacialmente e no tempo as variações de vazões ao longo de um curso d'água (Chin,2000 p. 387). A palavra *routing* as vezes é usada o termo *flow routing* ou o termo *flood routing*.

Os modelos denominados *routing* são classificados em dois tipos *lumped* ou *distributed*.

Nos modelos *lumped* a hidrógrafa de saída é obtida através da hidrógrafa de entrada. Nos modelos *distributed* obtém-se por pontos a vazão entre a montante e a jusante, obtendo-se a vazão de montante.

Os modelos denominados *flow routing lumped* são chamados *routing* hidrológicos e os modêlos de *flow routing distributed* são chamados de *routing* hidráulico.

No *routing* hidrológico, no caso de reservatórios de detenção, é indicado o método de armazenamento ou seja o *método modificado de Pulz* elaborado em 1928. Para os casos de canais é usado o *método de Muskingum*(Chin,2000).

Para o dimensionamento de um reservatório de detenção, temos como conhecido a hidrógrafa da vazão de entrada calculada, por exemplo, pelo método Santa Bárbara e as curvas dos órgãos de controle (vertedores retangulares ou/e orifícios).

Queremos obter a hidrógrafa de saída do reservatório.

O volume do reservatório é achado por tentativas. McCuen, 1998 salienta na p. 643 que os procedimentos para o dimensionamento de um reservatório de detenção é feito por tentativas. O método do *routing* é usado somente para verificação, podendo acontecer dois casos. No primeiro caso existe o reservatório e queremos verificar as estruturas de saída para diferentes períodos de retorno, diferentes usos do solo etc. No outro caso não sabemos o volume do reservatório de detenção. Faz-se um dimensionamento preliminar e por tentativas se estudam os dispositivos de saída, tais como orifícios e vertedores. É um processo interativo.

10.2 Método Modificado de Pulz

No *routing* hidrológico, no caso de reservatórios de detenção, é indicado o método de armazenamento ou seja o *método modificado de Pulz* elaborado em 1928.

A equação de continuidade ou a equação de *routing* de armazenamento da seguinte forma conforme (Akan,1993).

$$I - Q = dS/dt \qquad \textbf{(Equação 10.1)}$$

onde:

I= vazão de entrada

Q= vazão de saída
S= volume armazenado
t= tempo

Aproximadamente temos:

$$\frac{dS}{dt} \approx \frac{\Delta S}{\Delta t}$$

A Equação (10.1) pode ser rescrita da seguinte maneira:

$$I \,.\, \Delta t - Q \,.\, \Delta t = \Delta S$$

Se os subscritos 1 e 2 são usados para o tempo t e t + Δt, respectivamente, então teremos:

$$\frac{(I_1 + I_2)}{2} \Delta t - \frac{(Q_1 + Q_2)}{2} \Delta t = S_2 - S_1$$

$$\frac{(I_1 + I_2)}{2} \Delta t + S_1 - \frac{Q_1}{2} \Delta t = S_2 + \frac{1}{2} Q_2 \Delta t$$

Multiplicando os dois membros da equação por x 2 temos:

$$(I_1 + I_2)\, \Delta t + 2\, S_1 - Q_1 \Delta t = 2\, S_2 + Q_2\, \Delta t$$

Dividindo por Δt temos:

$$\mathbf{(I_1 + I_2) + (2\, S_1 / \Delta t - Q_1) = (2\, S_2 / \Delta t + Q_2)} \qquad \textbf{(Equação 10.2)}$$

sendo:

I_1 = vazão no início do período de tempo
I_2= vazão no fim do período de tempo
Q_1= vazão de saída no início do período de tempo
Q_2= vazão de saída no fim do período de tempo
Δt = duração do período de tempo
S_1 = volume no início do período de tempo
S_2= volume no fim do período de tempo

Na Equação (10.2) os valores de I_1, I_2, Q_1, S_1 são conhecidos em qualquer tempo t e os valores Q_2 e S_2 são desconhecidos.

Temos portanto a Equação (10.2) e duas incógnitas Q_2 e S_2. Necessitamos de mais uma equação para resolver o problema. A outra equação que fornece o armazenamento $\mathbf{S_2}$ em função da descarga.

Não devemos esquecer que estamos aplicando para o modelo a Síntese pois conhecemos a hidrógrafa de entrada no reservatório, conhecemos o modelo das fórmulas da descargas dos vertedores retangulares e orifícios das seções de controle e desconhecemos a hidrógrafa de jusante, isto é, na saída do reservatório, é o que queremos (McCuen, 1997).

O procedimento de routing proposto é chamado de *Método Modificado de Puls* (McCuen,1997, p. 641).

(Akan, 1993) sugere os seguintes procedimentos:

(1) De uma da relação cota-volume e cota-descarga podemos obter a curva de armazenamento S em função da vazão de saída Q.

(2) Selecione um tempo de incremento, Δ**t**. Prepare um gráfico onde conste a quantidade [$2S/\Delta t + Q$] na abscissa e em ordenada a vazão de saída Q.

(3) Para qualquer intervalo de tempo calcule ($I_1 + I_2$) da hidrógrafa de entrada e [$2S_1/\Delta t - Q_1$] da condição inicial ou do tempo prévio.

(4) Calcule [$2 S_2/\Delta t + Q_2$] da Equação (10.2)

(5) Obtenha Q_2 do gráfico obtido em (2). Este será a vazão de saída no tempo t_2.

(6) Para o próximo passo, calcule [$2 S_2/\Delta t - Q_2$] subtraindo $2 Q_2$ de [$2 S_2/\Delta t + Q_2$] e volte para a etapa (3). Obviamente o valor de [$2 S_2/\Delta t - Q_2$] calculado em qualquer tempo será [$2 S_1/\Delta t - Q_1$] para o próximo passo.

(7) Repita o mesmo procedimento até que o método de *routing* esteja completo

10.3 Interpolação linear

Antes de executarmos um exemplo prático de *routing* verifiquemos como se faz a interpolação linear usando a planilha da Microsoft denominada Excel.

A interpolação linear está explicada na p.319 do livro de Willians J. Orgis denominado *Excel for Scientists and Engineers*.

$$y = -\frac{(x - x_2)}{(x_1 - x_2)} y_1 + \frac{(x - x_1)}{(x_2 - x_1)} y_2 \quad \textbf{(Equação 10.3)}$$

Onde x_1, x_2, y_1 e y_2 são os pontos dados e queremos o valor de y para o ponto x, devendo o mesmo ser interpolado entre x_1 e x_2.

Exemplo 10.1

Seja a Tabela (10.1) onde são fornecidos os valores de (2S / Δt + Q) e as vazões.

Seja A247 o número 20,000 da planilha Excel e B247 o valor igual a 0. Suponha que os dados estejam numa planilha em ordem crescente.

Tabela 10.1- Valores de (2S / Δt + Q) e das vazões respectivas, usando interpolação com planilhas Excel da Microsoft

(2S / Δt + Q)	vazões
A247= 20,000	B247=0
A248=62,188	B248=0,75
123,926	1,05
185,604	1,29
247,242	1,49
308,860	1,67
370,457	1,83
432,035	1,97
493,613	2,11
555,181	2,24
616,739	2,36
678,287	2,47
739,835	2,58
801,383	2,69
862,921	2,79
924,459	2,89
985,987	2,98
1047,524	3,08
1109,042	3,16
1171,110	3,79
1233,628	4,87
1296,436	6,24
1359,474	7,84
1422,712	9,64
A271= 1486,130	B271=11,62

Na Tabela (10.2) temos os valor (2S / Δt + Q) na coluna 1 através do qual queremos a interpolação linear que aparece na coluna 3 denominado de vazões.

Na coluna 2 temos a posição estabelecida pelo Excel corresponde aos dados que vão de A247 a A271. Com o valor de (2S / Δt + Q)=1,51 obtemos o valor 0,0183.

Tabela 10.2 Interpolação linear

(2S / Δt + Q)		Vazões
(1)	(2)	(3)
Entrada	**Posição**	**Cálculo interpolação linear**
C247= **1,51**	CORRESP(C247;$A$247:$A$271)1	(c247-ÍNDICE($A$247:$A$271;E286+1))*ÍNDICE($B$247:$B$271;E286)/(ÍNDICE($A$247:$A$271;E286)-ÍNDICE($A$247:$A$271;E286+1))+(D286-ÍNDICE($A$247:$A$271;E286))*ÍNDICE($B$247:$B$271;E286+1)/(ÍNDICE($A$247:$A$271;E286+1)-ÍNDICE($A$247:$A$271;E286)) =**0,0183**
7,30	1	0,0880
18,41	1	0,2220
34,52	1	0,4163
56,68	1	0,6835
87,42	2	0,8726
129,21	3	1,0706
183,63	3	1,2823
249,01	5	1,4952
320,83	6	1,7011
396,72	7	1,8897
476,35	8	2,0707
557,82	10	2,2451
637,85	11	2,3977
714,58	12	2,5349
787,40	13	2,6650
856,05	14	2,7788
920,52	15	2,8836
980,49	16	2,9720
1035,40	17	3,0603
1085,45	18	3,1293
1131,40	19	3,3870
1173,42	20	3,8298
1211,40	20	4,4861
1245,18	21	5,1219
1275,15	21	5,7756
1301,59	22	6,3708
1324,80	22	6,9599
1344,77	22	7,4668
1361,48	23	7,8971
1375,01	23	8,2821

Exemplo 10.2

Achar a hidrógrafa de saída do piscinão do Pacaembu em São Paulo, usando a hidrógrafa de entrada calculada pelo método Santa Barbara.

No Capitulo 13 referente a orifícios e vertedores fizemos uma demonstração para achar a curva combinada do orifício com o vertedor retangular para o piscinão do Pacaembu.

Vamos seguir o método explicado por (Akan,1993 p.129), (Wanielista et al., 1997 p.319) e por (McCuen,1998 p.628).

Primeiramente vamos calcular a Tabela (10.3) onde estão as relações altura-vazão. As vazões no orifício e vertedor dependem somente da altura do reservatório.

O volume do reservatório é fixado por tentativas. Faz-se um dimensionamento preliminar e depois o routing do reservatório.

Devido as galerias na avenida Pacaembu a vazão dos órgãos de controle, isto é, do orifício e do vertedor deverá ser de aproximadamente 13m^3/s. Fixemos também a altura em que isto dará 5,60m.

Para resolver o problema temos que arbitrar um valor para o reservatório e depois achar a hidrógrafa e ver se o pico da mesma não ultrapassa de 13 m^3/s.

Vamos supor que após dimensionamento preliminar achamos o volume do reservatório de 94.000m^3. Sendo a altura máxima de 5,60m teremos a área da seção transversal que será igual ao volume dividido pela altura ou seja 94.000m^3/5,60m = 16.786 m^2 .

Todos os cálculos estão na Tabela (10.4). Na primeira coluna temos as alturas com intervalos de 0,20m variando de 0 a 60.

Na coluna 2 temos as vazões de descarga combinada do orifício com o vertedor.

Na coluna 3 temos o volume armazenado em cada cota. Para a cota 0,60m o volume armazenado será 0,60 x 16.786 =10.071m^3.

A coluna 4 está a relação (2S/ Δt + Q), sendo S o armazenamento e Δt = 150s que já foi determinado quando foi feita a hidrógrafa de entrada usando o método Santa Bárbara.

Como exemplo, para a altura 0,20m a vazão do orifício e vertedor será de 0,16m^3/s e o volume S=3.357m^3.

Para o cálculo da relação teremos:

$$2S/\Delta t + Q = 2 \times 3.357/150 + 0,16 = 44,93 m^3/s$$

Na Figura (10.1) está na abscissa (2S/ Δt + Q) e em ordenada a vazão efluente. Estes dados serão usados no *routing* do reservatório.

Tabela 10.3- Descarga final resultante do orifício e do vertedor em função da elevação

Carga Altura total do reservatório=5,6 m H (m)	**Orifício (largura=1,00m e altura=0,50m) Q= Cd * A * (2gH) ^{0,5} H=carga sobre o orifício (m)**		**Vertedor de parede delgada (largura=2,00m e altura=2,00 Q= Cw * L * H ^{1,5} L=2,00m H =carga sobre o fundo do vertedor (m)**		**Soma das vazões (m^3/s)**
	Coeficiente de descarga Cd	**Vazão (m^3/s)**	**Coeficiente de descarga Cw**	**Vazão (m^3/s)**	
0,0			1,830	0,00	0
0,2			1,830	0,16	0,16
0,4			1,830	0,47	0,47
0,6	0,62	0,43			0,43
0,8	0,62	0,75			0,75
1,0	0,62	0,97			0,97
1,2	0,62	1,15			1,15
1,4	0,62	1,30			1,30
1,6	0,62	1,44			1,44
1,8	0,62	1,57			1,57

2,0	0,62	1,68			1,68
2,2	0,62	1,79			1,79
2,4	0,62	1,89			1,89
2,6	0,62	1,99			1,99
2,8	0,62	2,08			2,08
3,0	0,62	2,17			2,17
3,2	0,62	2,26			2,26
3,4	0,62	2,34			2,34
3,6	0,62	2,42	1,830	0,00	2,42
3,8	0,62	2,49	1,830	0,33	2,82
4,0	0,62	2,57	1,830	0,93	3,50
4,2	0,62	2,64	1,830	1,71	4,35
4,4	0,62	2,71	1,830	2,63	5,34
4,6	0,62	2,78	1,830	3,68	6,46
4,8	0,62	2,85	1,830	4,84	7,68
5,0	0,62	2,91	1,830	6,10	9,01
5,2	0,62	2,98	1,830	7,45	10,42
5,4	0,62	3,04	1,830	8,89	11,93
5,6	0,62	3,10	1,830	10,41	13,51
5,8	0,62	3,16	1,830	12,01	15,17
6,0	0,62	3,22	1,830	13,68	16,90

Tabela 10.4- Relações altura-volume armazenado-vazão. As vazões nos orifícios e vertedores dependem somente da altura. O volume do reservatório é de 94.000m^3 e altura máxima do nível de água de 5,60m.

Altura (m)	Orifício +Vertedor Q (m^3/s)	Volume Armazenado (S) (m^3)	(2S/ Δt +Q) Δt =150s
1	**2**	**3**	**4**
0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	0,16	3357	44,93
0,40	0,47	6714	89,99
0,60	0,43	10071	134,72
0,80	0,75	13429	179,80
1,00	0,97	16786	224,78
1,20	1,15	20143	269,72
1,40	1,30	23500	314,64
1,60	1,44	26857	359,54
1,80	1,57	30214	404,42
2,00	1,68	33571	449,30
2,20	1,79	36929	494,17
2,40	1,89	40286	539,04
2,60	1,99	43643	583,89
2,80	2,08	47000	628,75
3,00	2,17	50357	673,60
3,20	2,26	53714	718,45

3,40	2,34	57071	763,29
3,60	2,42	60429	808,13
3,80	2,82	63786	853,30
4,00	3,50	67143	898,74
4,20	4,35	70500	944,35
4,40	5,34	73857	990,11
4,60	6,46	77214	1035,98
4,80	7,68	80571	1081,97
5,00	9,01	83929	1128,06
5,20	10,42	87286	1174,23
5,40	11,93	90643	1220,50
5,60	13,51	94000	1266,84
5,80	15,17	97357	1313,26
6,00	16,90	100714	1359,76

Fonte: baseado em Akan,1993

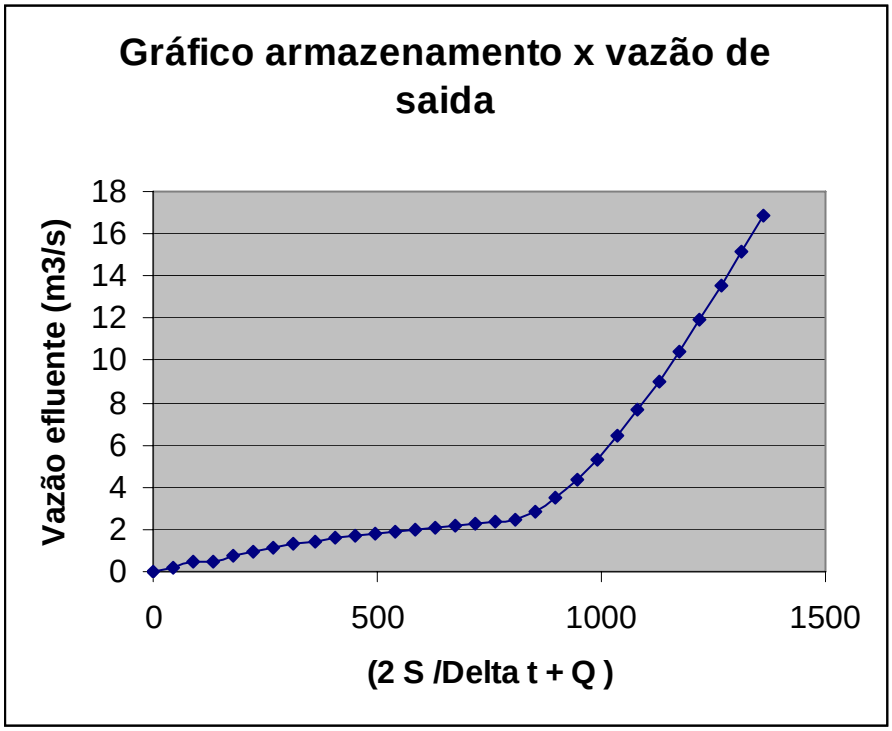


Figura 10.1- Relação entre a vazão de saída e a relação (2S/ Δt + Q)

Fonte: baseado em Akan,1993

10.4 *Routing* do reservatório de detenção do Pacaembu

Vamos agora fazer o routing do reservatório de detenção do Pacaembu conforme está detalhado na Tabela (10.5) conforme os procedimentos recomendados por (Akan,1993) já citados.

Na coluna 1 está a ordem do tempo de 1 a 70.

Na coluna 2 está o inicio do tempo t1 em horas, começando por t1=0 e com intervalos de 0,0417h. O tempo vai se acumulando até 2,63h.

Na coluna 3 está o final do tempo t_2 em horas, começando por 0,04h com intervalos de 0,0417h.

Na coluna 4 está a vazão da hidrógrafa obtido pelo método Santa Bárbara e no inicio I_1=0.

Na coluna 5 está a vazão da hidrógrafa no final do tempo I_2=1,51 m^3/s.

Na coluna 6 está a soma das vazões de entrada I_1+I_2 em m^3/s.

A coluna 7 ($2S_1/\Delta t - Q_1$) na primeira linha é zero, pois no inicio Q_1=0 e S_1=0. Na segunda linha da coluna 7, é a repetição da primeira linha da coluna 10. Observar 0,15 m^3/s na coluna 7 é igual a 0,15 m^3/s da coluna 10.

A coluna 8 ($2S_2/\Delta t + Q_2$) é a soma da coluna 6 (I_1+I_2) com a coluna 7 ($2S_1/\Delta t - Q_1$), devido a Equação (10.2).

A coluna 9 (Q_2) é achada usando a interpolação linear, para a relação ($2S_2/\Delta \mathbf{t} + Q_2$) como abscissa e Q_2 como vazão, conforme Figura (10.1).

A coluna 10 ($2S_2/\Delta \mathbf{t} - Q_2$) é igual a coluna 8 ($2S_2/\Delta t + Q_2$) menos 2 vezes a coluna 9 (Q_2).

Desta maneira obtemos a hidrógrafa de saída que está na coluna 9 (Q_2), donde observamos que a vazão máxima é de 13,24 m^3/s e se dá ao final de 1,33h. Observar que na coluna 5 (I_2) temos a hidrógrafa de entrada que tem o seu pico de 42,93m^3/s que se dá 0,58h.

Podemos fazer um gráfico conforme Figura (10.2) colocando-se em abscissa as horas e em ordenada as vazões de entrada e de saída obtidos pelo routing do reservatório de 94.000m^3.

Observar que na Figura (10.2) o local onde as hidrógrafas de montante e de jusante se encontram indica duas coisas: tempo que o reservatório chega ao volume máximo (t=1,33h) e que a diferença entre as áreas fornece o volume do reservatório de detenção procurado.

A maneira mais prática de se achar o volume do reservatório é verificando a Tabela (10.4) coluna 2 da curva cota-vazão com a vazão de saída 13,24m^3/s e achamos o volume de 94.000m^3 na cota 5,55m.

Tabela 10.5- *Routing* do reservatório de detenção do Pacaembu para período de retorno T=25anos. Fornecido a hidrógrafa de entrada I_2 achamos a hidrógrafa de saída Q_2, para um determinado volume de reservatório fixado.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Tempo	t_1 (h)	t_2 (h)	I_1 (m^3/s)	I_2 (m^3/s)	I_1+I_2 (m^3/s)	$[2S_1/\Delta t - Q_1]$ (m^3/s)	$[2S_2/\Delta t+Q_2]$ (m^3/s)	Q_2 (m^3/s)	$2S_2/\Delta t - Q_2$ (m^3/s)
1	0	0,04	0	1,51	1,51	0	1,51	0,02	1,48
2	0,04	0,08	1,51	4,31	5,82	1,48	7,30	0,09	7,12
3	0,08	0,13	4,31	6,98	11,29	7,12	18,41	0,22	17,97
4	0,13	0,17	6,98	9,57	16,55	17,97	34,52	0,42	33,68

5	0,17	0,21	9,57	13,42	22,99	33,68	56,68	0,24	56,19
6	0,21	0,25	13,42	18,69	32,11	56,19	88,30	0,45	87,40
7	0,25	0,29	18,69	24,85	43,54	87,40	130,93	0,44	130,06
8	0,29	0,33	24,85	31,71	56,55	130,06	186,61	0,79	185,04
9	0,33	0,38	31,71	36,24	67,95	185,04	252,99	1,08	250,82
10	0,38	0,42	36,24	38,57	74,81	250,82	325,63	1,34	322,96
11	0,42	0,46	38,57	40,72	79,29	322,96	402,25	1,56	399,13
12	0,46	0,50	40,72	42,69	83,41	399,13	482,54	1,76	479,02
13	0,50	0,54	42,69	42,93	85,62	479,02	564,63	1,95	560,73
14	0,54	**0,58**	**42,93**	41,59	84,52	560,73	645,26	2,12	641,03
15	0,58	0,63	41,59	39,93	81,52	641,03	722,55	2,26	718,02
16	0,63	0,67	39,93	37,97	77,90	718,02	795,92	2,40	791,12
17	0,67	0,71	37,97	36,01	73,98	791,12	865,10	3,00	859,10
18	0,71	0,75	36,01	34,03	70,03	859,10	929,13	4,07	921,00
19	0,75	0,79	34,03	31,70	65,73	921,00	986,73	5,27	976,19
20	0,79	0,83	31,70	29,16	60,86	976,19	1037,05	6,49	1024,07
21	0,83	0,88	29,16	27,01	56,17	1024,07	1080,24	7,64	1064,96
22	0,88	0,92	27,01	25,20	52,21	1064,96	1117,17	8,70	1099,78
23	0,92	0,96	25,20	23,59	48,79	1099,78	1148,57	9,64	1129,29
24	0,96	1,00	23,59	22,06	45,65	1129,29	1174,94	10,45	1154,04
25	1,00	1,04	22,06	20,69	42,75	1154,04	1196,79	11,16	1174,47
26	1,04	1,08	20,69	19,53	40,21	1174,47	1214,69	11,74	1191,21
27	1,08	1,13	19,53	18,47	37,99	1191,21	1229,21	12,22	1204,76
28	1,13	1,17	18,47	17,49	35,95	1204,76	1240,71	12,62	1215,48
29	1,17	1,21	17,49	16,40	33,89	1215,48	1249,37	12,91	1223,54
30	1,21	1,25	16,40	15,24	31,64	1223,54	1255,18	13,11	1228,96
31	1,25	1,29	15,24	14,08	29,32	1228,96	1258,28	13,22	1231,85
32	1,29	**1,33**	14,08	12,93	27,02	1231,85	1258,86	**13,24**	1232,39
33	1,33	1,38	12,93	11,96	24,90	1232,39	1257,29	13,18	1230,92
34	1,38	1,42	11,96	11,14	23,11	1230,92	1254,03	13,07	1227,88
35	1,42	1,46	11,14	10,45	21,59	1227,88	1249,48	12,92	1223,65
36	1,46	1,50	10,45	9,86	20,32	1223,65	1243,96	12,73	1218,51
37	1,50	1,54	9,86	9,37	19,23	1218,51	1237,74	12,52	1212,71
38	1,54	1,58	9,37	8,95	18,32	1212,71	1231,03	12,29	1206,46
39	1,58	1,63	8,95	8,60	17,55	1206,46	1224,01	12,05	1199,91
40	1,63	1,67	8,60	8,30	16,90	1199,91	1216,81	11,81	1193,20
41	1,67	1,71	8,30	7,88	16,18	1193,20	1209,38	11,57	1186,25
42	1,71	1,75	7,88	7,35	15,23	1186,25	1201,47	11,31	1178,85
43	1,75	1,79	7,35	6,90	14,25	1178,85	1193,11	11,04	1171,03
44	1,79	1,83	6,90	6,53	13,43	1171,03	1184,46	10,76	1162,95
45	1,83	1,88	6,53	6,03	12,56	1162,95	1175,51	10,47	1154,57
46	1,88	1,92	6,03	5,45	11,48	1154,57	1166,06	10,17	1145,71
47	1,92	1,96	5,45	4,95	10,40	1145,71	1156,11	9,87	1136,37
48	1,96	2,00	4,95	4,53	9,49	1136,37	1145,86	9,55	1126,75
49	2,00	2,04	4,53	3,84	8,37	1126,75	1135,12	9,23	1116,67
50	2,04	2,08	3,84	3,25	7,08	1116,67	1123,75	8,89	1105,98
51	2,08	2,13	3,25	2,75	5,99	1105,98	1111,97	8,55	1094,88
52	2,13	2,17	2,75	2,32	5,07	1094,88	1099,95	8,20	1083,55
53	2,17	2,21	2,32	1,97	4,29	1083,55	1087,84	7,85	1072,13

54	2,21	2,25	1,97	0	1,97	1072,13	1074,10	7,48	1059,14
55	2,25	2,29	0	0	0,00	1059,14	1059,14	7,08	1044,99
56	2,29	2,33	0	0	0,00	1044,99	1044,99	6,70	1031,59
57	2,33	2,38	0	0	0,00	1031,59	1031,59	6,35	1018,88
58	2,38	2,42	0	0	0,00	1018,88	1018,88	6,04	1006,79
59	2,42	2,46	0	0	0,00	1006,79	1006,79	5,75	995,29
60	2,46	2,50	0	0	0,00	995,29	995,29	5,47	984,35
61	2,50	2,54	0	0	0,00	984,35	984,35	5,22	973,91
62	2,54	2,58	0	0	0,00	973,91	973,91	4,99	963,92
63	2,58	2,63	0	0	0,00	963,92	963,92	4,78	954,37
64	2,63	2,67	0	0	0,00	954,37	954,37	4,57	945,23
65	2,67	2,71	0	0	0,00	945,23	945,23	4,37	936,49
66	2,71	2,75	0	0	0,00	936,49	936,49	4,20	928,08
67	2,75	2,79	0	0	0,00	928,08	928,08	4,05	919,99
68	2,79	2,83	0	0	0,00	928,08	928,08	3,90	912,19
69	2,83	2,88	0	0	0,00	928,08	928,08	3,75	904,69
70	2,88	2,92	0	0	0,00	928,08	928,08	3,61	897,47

Fonte: baseado em Akan,1993

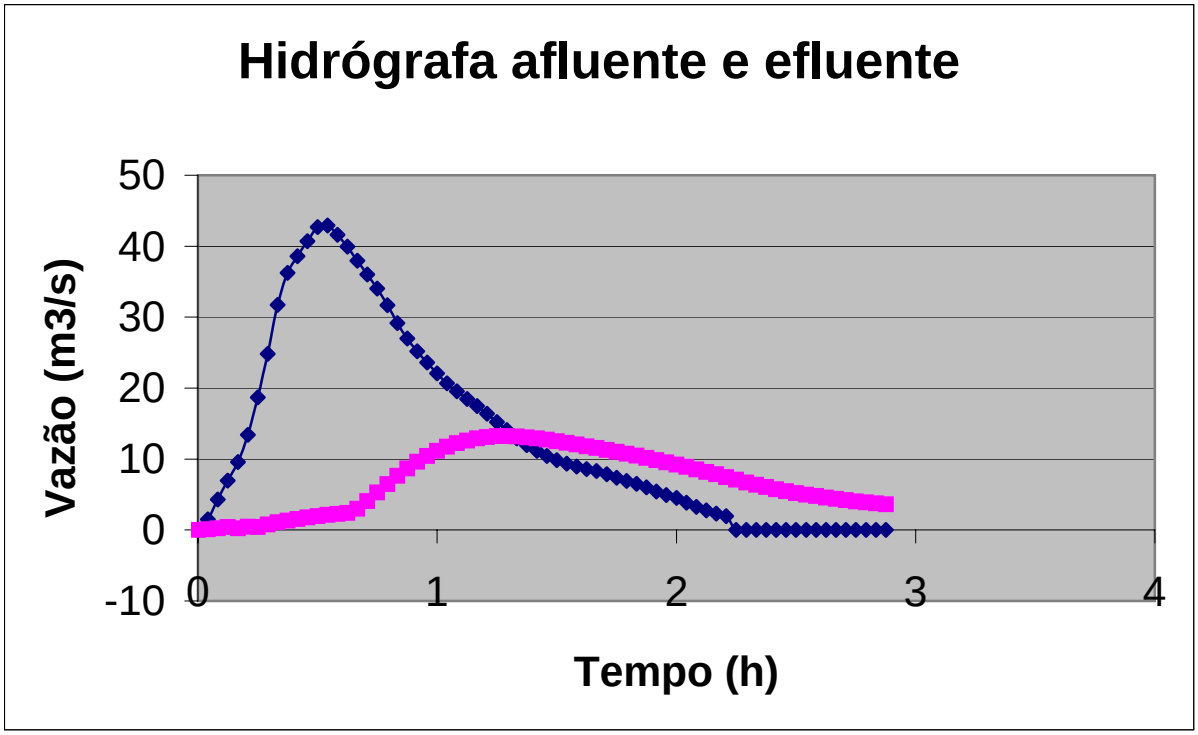


Figura 10.2- Hidrógrafa afluente com vazão de pico de 42,93m^3/s e efluente com vazão de pico de 13,24m^3/s.
Fonte: baseado em Akan,1993

Capítulo 11
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

5 de maio de 2002

SUMÁRIO

Ordem	Assunto
11.1	Introdução
11.2	Conceitos de translação e armazenamento
11.2.1	Translação
11.2.2	Armazenamento
11.3	Obtenção da hidrograma conforme método Santa Bárbara
11.4	Definição da chuva de projeto

Capítulo 11 –Método Santa Bárbara

11.1 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.

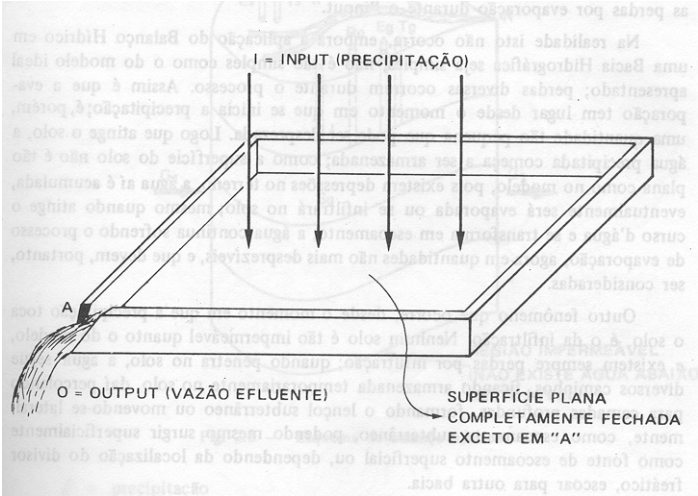


Figura 11.1- Modelo de sistema hidrológico simples
Fonte: Swami Marcondes Villela e Arthur Mattos, 1975 p. 7

Vamos supor uma bacia conforme a Figura (11.1) 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 (11.2). 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 (11.2) vemos que a vazão atinge o pico de 43 m^3/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 (11.2) 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.

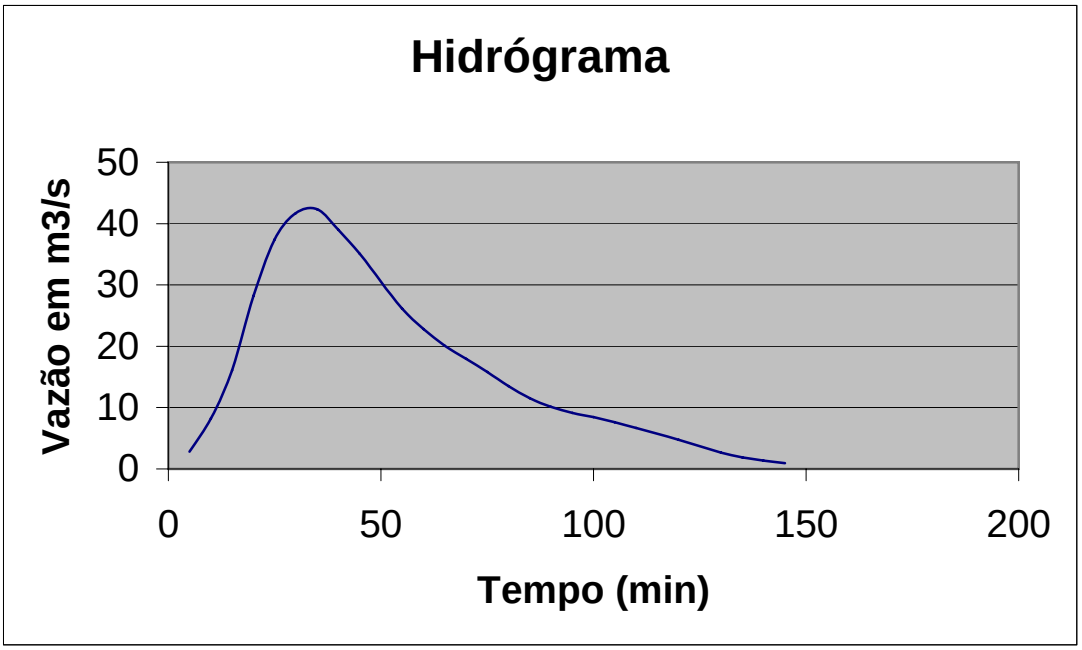


Figura 11.2- Hidrograma da bacia no ponto A

11.2 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.

11.2.1 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).

11.2.2 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).

11.3 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.

O método Santa Barbara combina o r*unoff* 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) e está explicado no Capítulo 7 deste livro.

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).

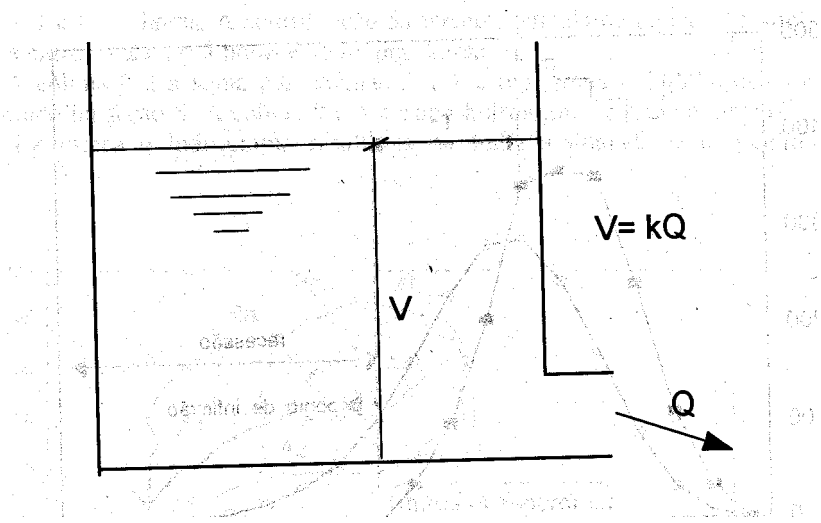
$$\mathbf{I = [\, i \,.\, d \;+\; i_e \,.\, (1.0 - d)] \,.\, A} \qquad \textbf{(Equação 11.1)}$$

sendo:

I= entrada para o reservatório imaginário. São as ordenada da hidrograma em m^3/s.
i= precipitação total da chuva no intervalo Δt em m/s. Na área impermeabilizada é o runoff;

$\mathbf{i_e}$ = 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 m^2.

O runoff da hidrograma $\mathbf{Q_{(j)}}$ da saída do reservatório pode ser obtido usando o método denominado "*routing*" para a hidrograma instantânea $\mathbf{I_{(j-1)}}$ **e** $\mathbf{I_{(j)}}$ através do reservatório linear imaginário com a constante de armazenamento usando o tempo de concentração $\mathbf{t_c}$ na bacia.



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

$$\mathbf{V = k \cdot Q^{m}}$$

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.

$$\mathbf{V = k \cdot Q}$$

Em um intervalo de tempo Δt temos:

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

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:

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

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

Como a nossa hipótese é que k=tc teremos

$$C = \Delta t / (2 . tc + \Delta t)$$

Sendo C chamado de coeficiente de retardo e representado normalmente por $\mathbf{K_r}$.

$$\mathbf{K_r = \Delta t / (2 . t_c + \Delta t)} \qquad \textbf{(Equação 11.2)}$$

Pode ser escrito o seguinte:

$$\mathbf{Q_{(j)} = Q_{(j-1)} + K_r . (I_{(j-1)} + I_{(j)} - 2 . Q_{(j-1)})} \qquad \textbf{(Equação 11.3)}$$

sendo:

t_c =tempo de concentração em segundos;

Δt = intervalo de tempo em segundos;

K_r = coeficiente de retardo (número adimensional).

11.4 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 (Urbonas 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 (72km^2), 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 24horas de 02/02/1983 e com a curva de Huff com 50% de probabilidade e 1º quartil.

Exemplo 11.1- Calcular a vazão de pico e a hidrograma usando o método Santa Bárbara de uma área urbana em Guarulhos com área de 1,12km^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 10min.

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

Tabela 11.1- Dados obtidos em planta aerofotogramétrica da área local

Trecho	Cota Montante (m)	Cota jusante (m)	Comprimento (m)	Declividade (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 (11.2). A declividade média do talvegue é 0,047515m/m.

Para o cálculo do tempo de concentração tc, 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 (11.2).

Tabela 11.2- 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 tc=39,5min = 2370segundos

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.

$\Delta t = 2\ h/12 = 0{,}16666h = 600s = 10min$

Segundo Larry Mays temos: $\mathbf{tc/5 \leq \Delta t \leq tc/3}$

Valor do coeficiente de retardo K_r

Conforme Equação (11.2)

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

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 (11.3) 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 x 94,6mm = 12,4mm 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:

12,5mm + 25,9mm = 38,4mm

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, já explicado no Capítulo 7 deste livro.

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).

O valor de S= 25400/ (CN – 254) = 28,22mm

A abstração inicial Ia em milímetros será conforme Equação (7.4)

Ia = 0,2 . S = 0,2 x 28,22 = 5,64mm

Temos que usar a Equação (7.3) do Capítulo 7 para calcular o valor da chuva excedente Q.

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

A equação da chuva excedente Q só é válida quando P > 0,2 S ou seja

P> 5,64mm.

Vamos montar a equação de Q, calculando o valor de 0,8S = 0,8 x 28,22=22,58mm

Teremos então:

$$Q= \frac{(P-5{,}64)^2}{(P+22{,}58)} \qquad \text{(Equação 11.4)}$$

A Equação (11.4) 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> 5,64mm. Caso o P seja menor que 5,64mm então o valor de Q será 0, ou seja: Se P< 5,64mm então Q=0.

Isto é feito em planilha Excel usando a função SE.

= SE (Coluna 5 > 5,64; [(coluna 5 – 5,64) ^{2} / (coluna 5 + 22,58)] ; 0)

Para a primeira linha o valor de P da coluna 5 é 12,5mm, isto é, P=12,5mm.

O valor de P=12,5mm é maior que 5,64mm, isto é, P>5,64mm. Então se aplica a Equação (11.4) 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 :
12,5mm – 1,3mm = 11,2mm.

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: 12,5mm/ 0,1666 = 74,9mm/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:
1,34mm/0,1666h = 8,0mm/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 (11.1), 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.

$$I= [i . d + i_e . (1.0 – d)] . A$$

Substituindo-se a fração da área impermeabilizada de 0,615 e área da bacia de drenagem 112ha e convertendo em metros quadrados, teremos:

$$I= [i . 0,615 + i_e . (1.0 – 0,615)] . 112ha \times 10.000m^2$$

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 "ie".

Para a primeira linha temos i= 74,9mm/h e ie= 8,0mm/h sendo que não esquecendo de transformar as unidades de milímetros em metros e hora em segundos.

$$I= [74,9/(1000x 3600) . 0,615 + 8,0/ (1000 x 3600) . (1.0 – 0,615)] . 1120000 = 15,29m^3/s$$

Desta maneira obtemos o valor de $15,29m^3/s$ 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 $15,29m^3/s$ da coluna 11. Para as demais linhas soma-se a linha anterior mais a atual ou seja $15,29m^3/s + 41,45m^3/s$ obtendo-se $56,74m^3/s$ e assim por diante.

Coluna 14

A coluna 14 é a aplicação da Equação (11.2)

$$Q_j= Q_{(j-1)} + K_r . [I_{(j-1)} + I_{(j)} - 2 . Q_{(j-1)}]$$

Temos o valor de Kr=

Conforme Equação (11.2)

$$K_r = \Delta t / (2 . t_c + \Delta t)$$

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 (11.2) temos o valor de Kr 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, istoé, Q(j-1)=0.

Substituindo teremos:

$$Q_j= 0 + 0,11235955 . [15,29 - 2 . 0] =1,72m^3/s$$

Para a segunda linha da coluna 14 temos:

$$Q_j = 1{,}72 + 0{,}11235955 \,.\, [\, 56{,}74 - 2 \,.\, 1{,}72 \,] = 7{,}71 \text{ m}^3/\text{s}$$

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 17,32m^3/s que ocorre a 40min do inicio da chuva, conforme se pode ver na linha de ordem 4.

Em se tratando de problema real, a vazão base é 0,83m^3/s e que somada a vazão de pico de 17,32m^3/s nos dará a vazão de projeto de 18,15m^3/s.

Tabela 11.3- 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 imperm. 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 11.2- 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 km^2 = 222ha= 2,22 x 1000 x 1000 = 2.220.000m^2
Tempo de concentração = t_c = 0,25h= 15min = 15min x 60s = 900s
Fração impermeável = d = 0,55
Intervalos do hidrograma adotado: 48
Duração da chuva adotada = 2 horas
Intervalo em tempo do hidrograma = 48/2h = 0,04166h = 150s
Precipitação de 2 horas escolhida para Tr=25 anos = 85,1mm (Martinez e Magni, 1999)
Número da curva CN =87

Na Tabela (11.4) 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 hidrograma 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 (11.3):

$$K_r = \Delta t / (2 . t_c + \Delta t)$$

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 (11.1) 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:

$$2,6 / 0,041666h = 61,3mm/h$$

Na área permeável divide-se a coluna 8 dividir pelo intervalo de tempo de 0,041666h obtendo o seguinte:

$$0 / 0,041666h = 0mm/h$$

Tendo-se os valores do runoff na área impermeabilizada i e da área permeável i_e e usando a Equação (11.1), 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.

$$\mathbf{I= [\, i \,.\, d \;+\; i_e \,.\, (1.0 - d)] \,.\, A}$$

$$\mathbf{I= [\, i \,.\, 0{,}55 \;+\; i_e \,.\, (1.0 - 0{,}55)] \,.\; 2220000}$$

O valor de I obtido é em m^3/s.

Vamos agora aplicar a Equação (11.2)

$$\mathbf{Q_j= Q_{(j-1)} + K_r \,.\, [\, I_{(j-1)} + I_{(j)} \;-\; 2 \,.\, Q_{(j-1)} \,]}$$

que irá calcular os valores de saída $\mathbf{Q_j}$ 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 (11.2) temos o valor de $Q_{(j-1)}$ =0 e $I_{(j-1)} + I_{(j)}$ e o valor de Kr=0,076979878 já calculado.

$Q_j = Q_{(j-1)} + K_r \,.\, [I_{(j-1)} + I_{(j)} - 2 \,.\, Q_{(j-1)}]$

Fazendo-se as substituições temos:

$Q_j = 0 + 0{,}0776979 \times [\, 20{,}78 - 1 \times 0] = 1{,}60 m^3/s$

Na coluna 14 considerando a linha de ordem 2 o valor de $Q_{(j-1)}$ será $1{,}60 m^3/s$. Calculemos o valor de Q_j. Substituindo na Equação (11.2) achamos o valor $Q_j = 4{,}55 m^3/s$ e assim por diante, conforme mostra a Tabela (11.4).

A coluna 15 é o hidrograma que queremos. O pico do hidrograma é de $47{,}33 m^3/s$ e consta da linha de ordem 13 e acontece 0,54 horas = 32,5 minutos

Tabela 11.4- 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	Infiltração	Area imperm.	Area permeável				Hidrograma
Ordem	Tempo	Tempo	50% P	P	P acum.	Q acum.	Q	f	i	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	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.

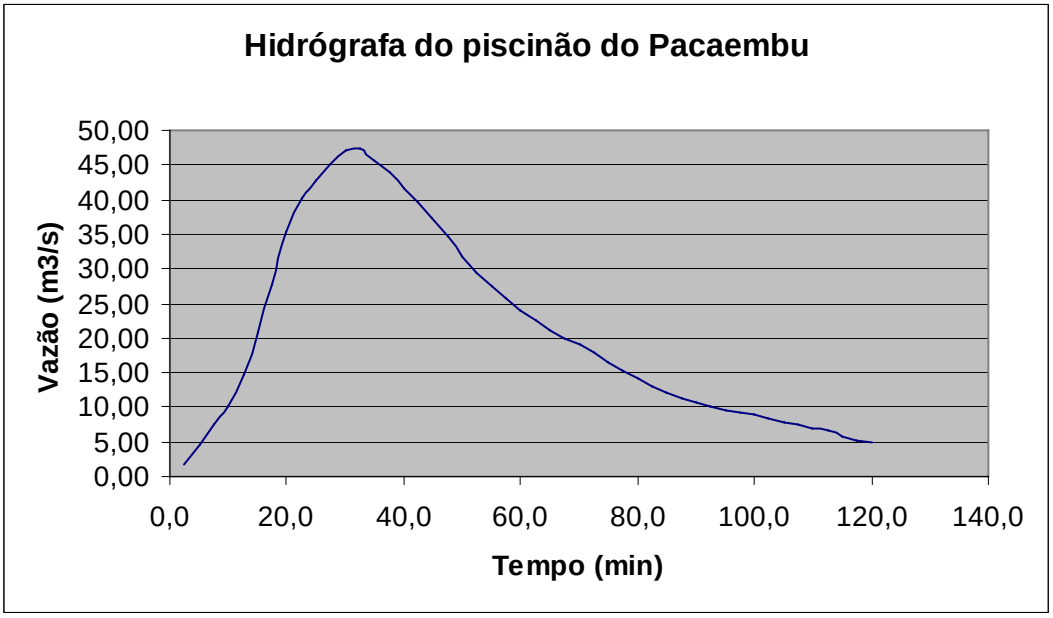


Figura 11.2- Hidrograma da bacia do Pacaembu para chuvas de 2horas escolhido por Canholi,1995

Exemplo 11.3- Caso real. Calcular a vazão de pico e a hidrograma usando o método Santa Bárbara de uma área urbana em Guarulhos com área de 1,12km^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 (11.3) e o Exemplo (11.1) 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 17,65m^3/s o que é um pouco maior que os 17,32m^3/s obtidos com o intervalo de 10min. Usando-se microcomputador o mais prático é usar o intervalo menor. Na Tabela (11.5) está a planilha de aplicação do método Santa Bárbara para o intervalo de tempo de 2,5min.

Tabela 11.5- 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 imperm. 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	m^3/s	m^3/s	m^3/s	m^3/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 (11.8) 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 17,65m^3/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 0,83m^3/s e sendo a vazão de pico de 17,65m^3/s a vazão total de pico será a soma das duas, ou seja:

0,83m^3/s + 17,65m^3/s = 18,48 m^3/s

Portanto, a vazão de pico para projeto é de **18,48m^3/s.**

A Figura (11.3) mostra a hidrograma obtida.

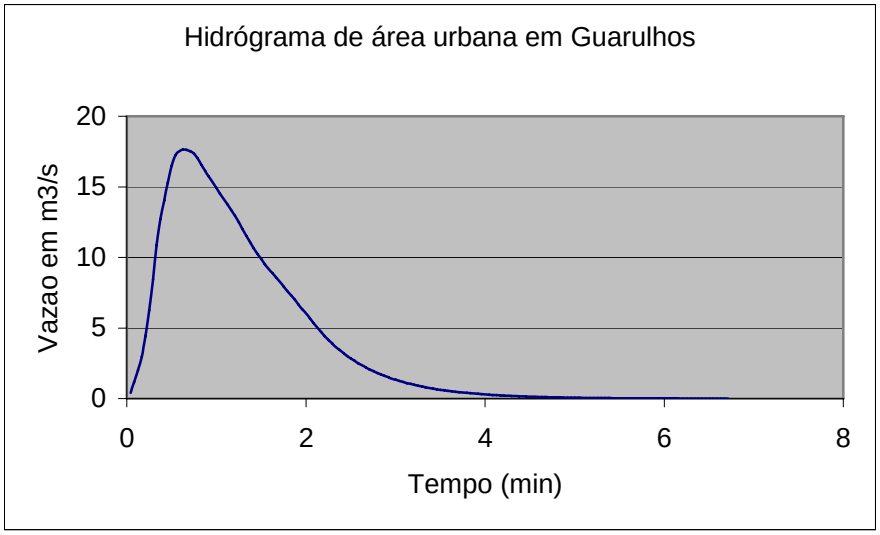


Figura 11.3- Hidrograma da bacia urbana em Guarulhos para chuva de 2h

Capítulo 12
Dimensionamento preliminar de reservatório de detenção

“Os alunos não devem se apaixonar por programas de computadores, pois, em alguns anos estes serão ultrapassados, mas os conceitos continuarão”
Prof. dr. Kokei Uehara

SUMÁRIO

Ordem	Assunto
12.1	Introdução
12.2	Volume do reservatório de detenção, área disponível e custo (DAEE)
12.3	Dimens. de um reservatório de detenção usando a taxa de 508m^3/ha
12.4	Dimens.de um reserv. de detenção usando a altura de chuva de 4cm na área da bacia
12.5	Custo do reservatório de detenção de US$ /m^3 de volume do reservatório
12.6	Profundidade média de 3,3m do reservatório de detenção
12.7	Dimensionamento do reservatório de detenção usando a função Gama
12.8	Reservatório com paredes verticais
12.9	Reservatório com paredes parabólicas
12.10	Função de distribuição Gama
12.11	Dimensionamento preliminar pelo método de Aron e Kibler, 1990
12.12	Dimensionamento preliminar pelo método de Baker, 1979
12.13	Dimensionamento preliminar pelo método do Federal Aviation Agency, 1966
12.14	Dimensionamento preliminar pelo método de Abt e Grigg, 1978
12.15	Dimensionamento preliminar pelo método de Kessler e Diskin, 1991
12.16	Dimensionamento preliminar pelo método de McEnroe, 1992
12.17	Dimensionamento preliminar pelo método de Wycoff e Singh (1976)
12.18	Dimensionamento preliminar pelo método Racional
12.19	SCS TR-55
12.20	Comparação de métodos
12.21	Estimativa de dimensionamento de reservatório de detenção pelo método do Tucci
12.22	Depósito anual de sedimentos

Capitulo 12 –Dimensionamento preliminar de reservatório de detenção

12.1 Introdução

Antes de um projeto definitivo, fazemos um dimensionamento preliminar. Estimamos o volume do reservatório de detenção, a área ocupada pelo mesmo, profundidade média, custo e a relação beneficio/custo.

Não devemos esquecer que o dimensionamento de um reservatório de detenção é sempre feito por tentativas.

Vamos mostrar 11 (onze) métodos para o dimensionamento preliminar. Quatro (4) usam o método racional e os outros 6 (seis) usam o método Santa Bárbara (ou outro método para se achar a vazão de pico afluente) e 1(um) método usa o SCS TR-55.

Alguns métodos prevêem o uso de orifício ou vertedor e outros não. É difícil saber qual é o melhor método, mas o importante é que são poucas as variações entre os mesmos.

Chin, 2000 p. 418 no livro *Water Resources Engeneering* bem como Mays, 1999 sugerem uma seqüência já explicada por Urbonas e Roesner,1993, para determinação do volume de um reservatório de detenção, a qual adaptamos:

Primeiro passo: **faça um dimensionamento preliminar do reservatório de detenção**.
O dimensionamento preliminar representa o volume necessário, considerando o pico antes do desenvolvimento da bacia e o pico da vazão depois do desenvolvimento. Muitas vezes a vazão de pico após o desenvolvimento é fixada por legislação da região, ou imposta pelas condições locais da obra.

Segundo passo: **faça uma seleção preliminar da estrutura de saída**. Com os dados do volume achado no primeiro passo, faça uma estimativa do orifício ou do vertedor. Podemos escolher da maneira que queremos, sendo usual o uso de orifício e vertedor.

Terceiro passo: faça o routing da hidrógrafa do escoamento superficial e do escoamento de saída.
Para se fazer o *routing* é necessário conhecer o tamanho do reservatório e as curvas cota- vazão dos dispositivos de saída, bem como curva cota-volume do reservatório. Não esquecendo que o *routing* não determina o volume do reservatório, somente confere o funcionamento do mesmo, obtendo-se uma hidrógrafa de saída desejada.

Quarto passo: verifique os picos de descarga depois do desenvolvimento para ver se é menor ou igual a antes do desenvolvimento.
Verifique o volume máximo de acordo com os níveis do reservatório de detenção. Faça então ajustes necessários, no tamanho do reservatório ou nas estruturas de controle e repita o segundo e o terceiro passo quantas vezes forem necessárias

Não esquecer da relação beneficio/custo que deve ser maior que 1.

12.2 Volume do reservatório de detenção, área disponível e custo (DAEE)

Na Tabela (12.1), para o período de retorno de 25 anos estão os volumes dos reservatórios de detenção, a área de drenagem, a área disponível onde os mesmos serão construídos e o custo em US$ incluso ou não a desapropriação.

Tabela 12.1-Estimativas de áreas, bacias, volume, custos de reservatórios de detenção dimensionados pelo DAEE e da capital de São Paulo para Tr=25 anos.

Reservatório de detenção	Local	Identificação	Área disponível (m^2)	Área de drenagem (km^2)	Volume (m^3)	Custo US$ (US$)*:incluso desapropriação
TM-2 e TM-3	Ribeirão dos Meninos	DAEE Preço: outubro/1999 1US$=R$ 1,936	28.000	5,41	180.000	6.381.333
TM-4	Ribeirão dos Meninos	DAEE Preço: outubro/1999	40.000	5,26	240.000	3.960.423
TM-8	Ribeirão dos Meninos	DAEE Preço: outubro/1999	24.000	6,57	72.000	1.663.372
RRI-1	Ribeirão Aricanduva	DAEE Preço junho/1999 1US$=R$ 1,741	21.256	10,39	64578	1.594.507
RRI-2	Ribeirão Aricanduva	DAEE Preço junho/1999	93.102	3,31	295.800	7.681.216
RAR-4	Ribeirão Aricanduva	DAEE Preço junho/1999	202.882	3,86	608.640	15.754.519
RMA-1	Ribeirão Aricanduva	DAEE Preço junho/1999	32.311	5,41	101.276	5.224.301*
RMA-2	Ribeirão Aricanduva	DAEE Preço junho/1999	56.627	5,71	157.884	5.083.412*
RIN-1	Ribeirão Aricanduva	DAEE Preço junho/1999	46.107	3,47	144.516	6.491.253*
RTA-2	Ribeirão Aricanduva	DAEE Preço junho/1999	28.387	1,26	85.158	4.707.720*
No 5	Ribeirão Pirajussara	DAEE	29.233	3,7	84.410	
No 7	Ribeirão Pirajussara	DAEE	36.962	5	106.728	
No 8	Ribeirão Pirajussara	DAEE	42.305	1,2	122.156	
No 11	Ribeirão Pirajussara	DAEE	17.363	2,4	50.136	
No 13	Ribeirão Pirajussara	DAEE	46.996	2	135.701	
No 16	Ribeirão Pirajussara	DAEE	45.559	1,6	131.552	
No 17	Ribeirão Pirajussara	DAEE	45.177	4,5	130.448	
No 23	Ribeirão Pirajussara	DAEE	58.154	3,7	167.920	
No 28	Ribeirão Pirajussara	DAEE	35.121	3,2	101.412	
No 29	Ribeirão Pirajussara	DAEE	98.320	1,1	283.899	
No 32	Ribeirão Pirajussara	DAEE	20.909	0,64	60.375	
No 39	Ribeirão Pirajussara	DAEE	52.518	8,3	152.512	
No 40	Ribeirão Pirajussara	DAEE	40.285	6,3	116.323	
Pacaembu	(piscinão fechado)	PMSP-	15.000	2,22	74.000	8.000.000
Água Espraiada		PMSP		8,60	387.000	
Bananal		PMSP		13,4	234.000	
Guarau		PMSP		9,3	223.000	
Caguaçu		PMSP		11	391.000	
Limoeiro		PMSP		8,70	343.000	
Aricanduva I		PMSP		4,75	173.000	

DAEE: Departamento de Água e Energia Elétrica do Estado de São Paulo
PMSP: Prefeitura Municipal de São Paulo

12.3 Dimensionamento de um reservatório de detenção usando a taxa de 508m^3/ha

Analisando o volume e a área da bacia de 30 reservatórios de detenção para período de retorno de 25anos, achamos a taxa média de 508m^3/ha com desvio padrão de 326m^3/ha.

Taxa =508m^3/ha **(Equação 12.1)**

Exemplo 12.1

Estimar o volume de um reservatório de detenção para período de retorno de 25anos sendo a área de drenagem de 222ha.

Teremos:

$$508m^3/ha \times 222ha = 112.776m^3$$

Portanto, o reservatório terá 112.776m^3.

Como o coeficiente de variação da taxa média de 508m^3/ha varia de 0,64 ou 64% há grande variabilidade do volume assim calculado.

12.4 Dimensionamento de um reservatório de detenção usando a altura da chuva de 4cm na área da bacia.

Existe uma maneira prática que pode ser decorada. Para se achar o volume de um reservatório de detenção com período de retorno de 25anos na região metropolitana de São Paulo, adotar altura de 4cm.

Altura média de água na bacia do reservatório=4cm (Equação 12.2)

Exemplo 12.2

Assim para uma área com 222ha será: 222ha x 10.000m^2 x 0,04m = 88.800m^3.

12.5 Custo do reservatório de detenção de US$ /m^3 de volume do reservatório

No que se refere a custos, foram analisados 10 (dez) reservatórios incluso desapropriação, e achou-se a taxa de US$ 34,00/m^3 com desvio padrão de US$ 13,00/m^3.

Custo médio de reservatório aberto = US$ 34/m^3 (Equação 12.3)

Para o custo do reservatório fechado temos somente uma amostra, a do reservatório de detenção do Pacaembu.

Custo médio de reservatório fechado = US$ 108/m^3 (Equação 12.4)

Exemplo 12.3

Estimar o custo de um reservatório de detenção aberto com 50.000m^3 de volume.

O custo estimado é: 50.000 m^3 . US$ 34/ m^3 = US$ 1.700.000

12.6 Profundidade média de 3,3m do reservatório de detenção

Um estudo sobre 24 reservatórios de detenção projetados e/ou executados na região metropolitana de São Paulo revela que a profundidade varia de 2,8m a 6,4m com uma *média de 3,3m* e *desvio padrão de 0,99m*, conforme se pode ver na Tabela (12.2).

Tabela 12.2- Altura média dos reservatórios de detenção na RMSP para período de retorno de 25anos.

Área disponível (m^2)	Área de drenagem (km^2)	Volume do reservatório (m^3)	Altura do reservatório (m)
28.000	5,41	180.000	6,4
40.000	5,26	240.000	6,0
24.000	6,57	72.000	3,0
21.256	10,39	64578	3,0
93.102	3,31	295.800	3,2
202.882	3,86	608.640	3,0
32.311	5,41	101.276	3,1
56.627	5,71	157.884	2,8
46.107	3,47	144.516	3,1
28.387	1,26	85.158	3,0
29.233	3,7	84.410	2,9
36.962	5	106.728	2,9
42.305	1,2	122.156	2,9
17.363	2,4	50.136	2,9
46.996	2	135.701	2,9
45.559	1,6	131.552	2,9
45.177	4,5	130.448	2,9
58.154	3,7	167.920	2,9
35.121	3,2	101.412	2,9
98.320	1,1	283.899	2,9
20.909	0,64	60.375	2,9
52.518	8,3	152.512	2,9
40.285	6,3	116.323	2,9
15.000	2,22	74.000	4,9
Profundidade média do reservatório de detenção para período de retorno de 25anos			**3,3**
desvio padrão			0,99

Profundidade média de reservatório =3,3m **(Equação 12.5)**

Exemplo 12.4

Em uma bacia foi determinado aproximadamente um reservatório com capacidade de 87.026m^3 com área de drenagem de 200ha para período de retorno de 25anos.

Estimar a área aproximada que deverá ser disponibilizada para a construção do mesmo.

Sendo que a profundidade média é de 3,3m o volume é:

Volume = área da base x 3,3m

87.026m^3 = área da base x 3,3m

área da base = 87.026/3,3 = 26.371,52m^2

Considerando largura de 100m teremos comprimento de 263,71m.

Portanto, a área disponível deverá ser no mínimo de 26.372m^2.

Para a sedimentação de lixo no reservatório de detenção é interessante a forma retangular, para facilitar a deposição dos sólidos.

12.7 Dimensionamento do reservatório de detenção usando a função Gama

Rodrigo de Melo Porto,1997 no livro de Drenagem Urbana-gerenciamento, simulação e controle, na p.181 apresenta a função de distribuição Gama.

Desta maneira podemos analiticamente simular a hidrógrafa de uma bacia bastando somente variar o fator de aspecto "n". Porto, 1989 verificou que para efeitos práticos os valores de n estão entre 4 e 12.

Para o dimensionamento (Porto, 1989) demostrou que o volume aproximado do reservatório de detenção pode ser feito da seguinte maneira:

$$\textbf{volume} = (2 \cdot \pi / n)^{0,5} \cdot i_p \cdot t_p \qquad \textbf{(Equação 12.6)}$$

Sendo:
volume = volume estimado do reservatório de detenção (m^3);
n= fator de aspecto. Varia de 4 a 12. Na prática aconselha-se valor n=8;
i_p = vazão máxima da hidrógrafa de entrada (m^3/s) e
t_p = tempo de pico do hidrograma afluente (segundo).

Exemplo 12.5

Dimensionar o volume de um reservatório usando a função Gama, vazão máxima da hidrógrafa de entrada $i_p = 47,33 m^3/s$ e tempo de pico do hidrograma afluente $t_p = 32,5$min.

Aplicando-se a Equação (12.6) e variando o fator de aspecto vemos que o volume estimado do reservatório de detenção varia em função do fator de aspecto n, sendo aconselhado por Porto o valor n=8.

Conforme Equação (12.6) temos:

$$\text{volume} = (2 \cdot \pi / n)^{0,5} \cdot i_p \cdot t_p$$

$$\text{volume} = (2 \cdot \pi / 8)^{0,5} \cdot 47,33 \cdot 32,5*60 = \mathbf{81.793m^3}$$

12.8 Reservatório com paredes verticais

Rodrigo de Melo Porto,1997 obteve as seguintes relações.

Vertedor retangular

$$\mathbf{V^* = -0,7832\ Q^* + 0,9447} \qquad \textbf{(Equação 12.7)}$$

Tabela 12.4- Relação de V* em função de Q* para reservatórios com paredes verticais e com vertedor retangular

Q*	V*
0,05	0,91
0,10	0,87
0,15	0,83
0,20	0,79
0,25	0,75
0,30	0,71
0,35	0,67
0,40	0,63
0,45	0,59
0,50	0,55
0,55	0,51
0,60	0,47
0,65	0,44

0,70	0,40
0,75	0,36
0,80	0,32

Orifício

V* = -0,8761Q* + 0,8862 **(Equação 12.8)**

Tabela 12.5- Relação de V* em função de Q* para reservatórios com paredes verticais e para orifício

Q*	V*
0,05	0,84
0,10	0,80
0,15	0,76
0,20	0,71
0,25	0,67
0,30	0,62
0,35	0,58
0,40	0,54
0,45	0,49
0,50	0,45
0,55	0,41
0,60	0,36
0,65	0,32
0,70	0,28
0,75	0,23
0,80	0,19

12.9 Reservatório com paredes parabólicas

Rodrigo de Melo Porto,1997 obteve as seguintes relações.

Vertedor retangular

V* = -0,8834 Q* + 0,9073 **(Equação 12.9)**

Tabela 12.6- Relação de V* em função de Q* para reservatórios com parede parabólica e com vertedor retangular

Q*	V*
0,05	0,86
0,10	0,82
0,15	0,77
0,20	0,73
0,25	0,69
0,30	0,64
0,35	0,60
0,40	0,55
0,45	0,51
0,50	0,47
0,55	0,42
0,60	0,38
0,65	0,33
0,70	0,29
0,75	0,24
0,80	0,20

Orifício

$V^* = -0{,}9508\ Q^* + 0{,}8988$ **(Equação 12.10)**

Tabela 12.7- Relação de V* em função de Q* para reservatórios com parede parabólica e com orifício

Q*	V*
0,05	0,85
0,10	0,80
0,15	0,76
0,20	0,71
0,25	0,66
0,30	0,61
0,35	0,57
0,40	0,52
0,45	0,47
0,50	0,42
0,55	0,38
0,60	0,33
0,65	0,28
0,70	0,23
0,75	0,19
0,80	0,14

Sendo:

$$V^* = V_{máximo} / vol$$
$$Q^* = q_{max} / i_p$$

vol = é o volume total fornecida pela chuva excedente na área de captação considerada. É a chuva excedente multiplicada pela área da bacia (m^3).
$V_{máximo}$ = o volume do reservatório de detenção (m^3).
q_{max} = vazão máxima da hidrógrafa de saída (m^3/s).
i_p = vazão máxima da hidrógrafa de entrada (m^3/s).

Rodrigo de Melo Porto concluiu que para reservatórios de paredes verticais, o descarregador tipo orifício é mais eficiente do que o reservatório com vertedor retangular.

Exemplo 12.6- aplicação da fórmula de Rodrigo de Melo Porto para orifício

Vamos fazer um dimensionamento preliminar do piscinão do Pacaembu.

A vazão máxima da hidrógrafa do piscinão do Pacaembu é de $47{,}33m^3/s$. A vazão máxima que podemos ter de saída depende da galeria a jusante que pode descarregar no máximo $13m^3/s$. Período de retorno considerado foi de 25anos.

As paredes do reservatório são verticais e o vertedor mais eficiente é o orifício.

$q_{max} = 13m^3/s$
$ip = 47{,}33m^3/s$
$Q^* = q_{max} / ip = 13/47{,}33 = 0{,}27$

Usando a Equação (12.8) para reservatório com parede vertical e descarga em orifício:

$$\mathbf{V^* = -0{,}8761Q^* + 0{,}8862 = -0{,}8761 \times 0{,}27 + 0{,}8862 = 0{,}65}$$

Sendo a chuva excedente total de 51,9mm e sendo a área de drenagem de 222ha, teremos:

$$Vol = 51{,}9mm \times 222ha \times 10.000\ m^2/1000 = 115.218m^3$$

$V_{máximo}$ = vol x. 0,65 =Volume do reservatório = $115.218m^3$ x. 0,65 = **$74.892m^3$**

Exemplo 12.7- aplicação da fórmula de Rodrigo de Melo Porto para vertedor

Vamos fazer um dimensionamento preliminar do piscinão do Pacaembu.

A vazão máxima da hidrógrafa do piscinão do Pacaembu é de $43m^3/s$. A vazão máxima que podemos ter de saída depende da galeria a jusante que pode descarregar no máximo $13m^3/s$. Período de retorno considerado foi de 25anos

As paredes do reservatório são verticais e o vertedor mais eficiente é o orifício.

$q_{max} = 13m^3/s$

$ip = 47,33m^3/s$

$Q^* = q_{max} / ip = 13/47,33 = 0,27$

Usando a Equação (12.7) para reservatório com parede vertical e descarga em vertedor:

$$\mathbf{V^* = -0,7832Q^* + 0,9447 = -0,7832 \times 0,27 + 0,9447 = 0,73}$$

Sendo a chuva excedente total de 51,9mm e sendo a área de drenagem de 222ha, teremos:

$$Vol = 51,9mm \times 222ha \times 10.000\ m^2/1000 = 115.218m^3$$

$V_{máximo}$ = vol x. 0,73 =Volume do reservatório = $115.218m^3$ x.0,73 = **$84.109m^3$**

12.10 Função de distribuição Gama

Porto, 1997, utilizou a *função de distribuição Gama*, pois com ela conseguimos aproximadamente elaborar um hidrograma da vazão em função do tempo conforme Equação (12.11).

$$\mathbf{i(t)= i_p\ (t / t_p)^{\ n}\ .\ exp\ [n\ (\ 1-t / t_p\ )\ ]} \qquad \textbf{(Equação 12.11)}$$

Sendo:

i(t)= vazão em função do tempo t;

i_p = vazão máxima da hidrógrafa de entrada;

t_p = tempo de pico do hidrograma afluente;

n = fator de aspecto variando de 4 a 12;

exp= e =2,718...

Na Tabela (12.8) estão os valores de i(t) sendo dados t_p =35min e i_p =$42,3m^3/s$.

Tabela 12.8- Hidrógrafas da função de distribuição Gama para fatores de aspecto n=4, 6, 8, 10 e 12, relativo ao piscinão do Pacaembu para Tr=25anos e hidrógrafa original obtida pelo método Santa Barbara com precipitação de Huff, 1º quartil com 50% de probabilidade

Vazões da função de distribuição Gama*					Hidrógrafa Original	tempo
Fator de aspecto n						
4	6	8 **	10	12		
(m^3/s)	(m^3/s)	(m^3/s)	(m^3/s)	(m^3/s)	(m^3/s)	(min)
0,5	0,1	0,0	0,0	0,0	2,8	5
4,9	1,7	0,6	0,2	0,1	8,2	10,0
14,0	8,1	4,7	2,7	1,5	16,1	15,0
25,1	19,3	14,8	11,4	8,8	28,2	20,0
34,5	31,2	28,2	25,5	23,0	37,4	25,0
40,5	39,6	38,7	37,8	37,0	41,7	30,0
42,3	42,3	42,3	42,3	42,3	**42,3**	**35,0**
40,8	40,0	39,3	38,6	37,9	39,0	40,0
36,9	34,4	32,2	30,0	28,0	35,1	45,0
31,8	27,5	23,8	20,6	17,9	30,5	50,0
26,3	20,7	16,3	12,8	10,1	26,1	55,0
21,0	14,8	10,4	7,3	5,2	22,8	60,0
16,3	10,1	6,3	3,9	2,4	20,1	65,0
12,4	6,7	3,6	2,0	1,1	18,0	70,0
9,2	4,3	2,0	0,9	0,4	15,83	75
6,8	2,7	1,1	0,4	0,2	13,51	80

4,9	1,6	0,6	0,2	0,1	11,55	85
3,4	1,0	0,3	0,1	0,0	10,14	90
2,4	0,6	0,1	0,0	0,0	9,14	95
1,7	0,3	0,1	0,0	0,0	8,43	100
1,2	0,2	0,0	0,0	0,0	7,61	105
0,8	0,1	0,0	0,0	0,0	6,71	110
0,5	0,1	0,0	0,0	0,0	5,74	115
0,4	0,0	0,0	0,0	0,0	4,74	120
0,2	0,0	0,0	0,0	0,0	3,70	125
0,2	0,0	0,0	0,0	0,0	2,64	130
0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	1,89	135
0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	1,35	140
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,96	145
111.332 m^3	**90.902 m^3**	**78.723 m^3**	**70.413 m^3**	**64.278 m^3**	**74.000 m^3**	
Volume reservatório (***)						

Fonte: Drenagem Urbana- gerenciamento, simulação e controle, 1998 p.182 Rodrigo de Melo Porto
(*) Rodrigo de Melo Porto em 1989 achou que a faixa de n está entre 4 e 12.
Função Gama obtida por Porto (1997): $i(t) = i_p \, (t / t_p)^n \, . \, \exp[\, n\,(1 - t / t_p)\,]$
(**) Rodrigo de Melo Porto sugere fator de aspecto n=8 para o piscinão do Pacaembu para Tr=25anos
(***) Volume aproximado do reservatório de detenção = $(2 \, . \, \pi / n)^{0,5} \, . \, i_p \, . \, t_p$

12.11 Dimensionamento preliminar pelo método de Aron e Kibler, 1990

Introdução

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 detenção 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 o vazão de saída tem forma triangular conforme Figura (12.1).

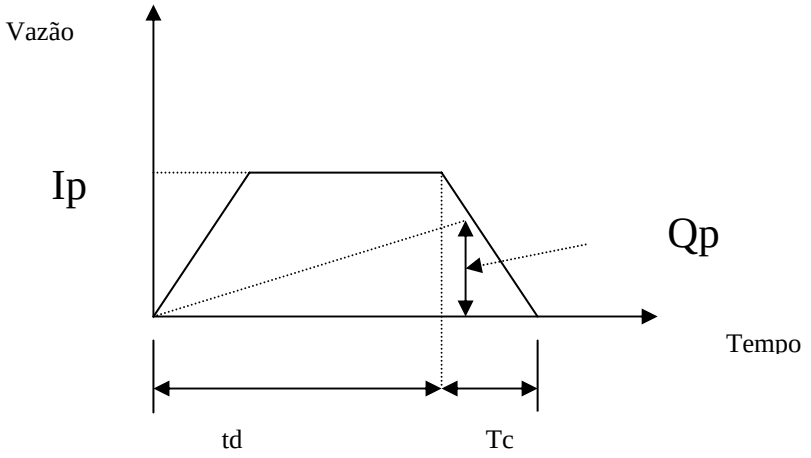


Figura 12.1- Hidrograma trapezoidal de entrada no reservatório de detenção e triangular de saída

Teremos então

Vs= Ip . td – Qp (td + Tc) / 2 **(Equação 12.12)**

Sendo:
td =duração da chuva (min);
Tc= tempo de concentração (min) da bacia no ponto em questão;
Vs= volume de detenção (m^3). Queremos o máximo de Vs;
Qp= pico da vazão de saída (m^3/s).
Ip= 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 Ip= 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 detenção Vs.

Exemplo 12.8

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: 2,22km^2 = 222ha
Período de retorno adotado T=25anos
Fração impermeável total : 0,55 (55% da área total)
Vazão efluente máxima (vazão saída do reservatório) : 13m^3/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 Qp=13m^3/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 Tr = 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=15min

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

Para t=30min

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

e assim por diante conforme mostra a Tabela (12.9).

Aplicando a fórmula racional Q=C. I . A

Teremos:

Para t=15min, A=222 ha e C=0,7

Q= CIA = 0,7 x 421,31 x 222 = 65.472L/s = 65,47m^3/s

Para t=30min

Q=CIA = 0,7 x 293,69 x 222 = 45.639L/s = 45,64m^3/s

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

$$Vs= Ip \times td - Qp \times (td + Tc)/2$$

Para t=td = 15min, sendo tempo de concentração Tc fixo igual a 15min

Vs= (vazão afluente em m^3/s) x 60s x (tempo de duração da chuva) – (vazão efluente em m^3/s) x 60s x (tempo de duração da chuva + tempo de concentração)/2

Vs=65,47m^3/s x 60s x 15min – 13m^3/s x 60 s x (15min + 15min)/2 =

Vs= 47.225m^3

Para t=30min

Vs= 45,64m^3/s x 60s x 30min – 13 m^3/s x 60 s x (30min + 15min)/2 =

Vs= 64.600m^3

E assim por diante, conforme se pode ver na Tabela (12.9).

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

Tempo concentraçao	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

12.12- Dimensionamento preliminar pelo método de Baker, 1979

Introdução

(McCuen,1998) cita o método de Baker que em 1979 usou o método racional com hidrograma triangular para a entrada e para a saída, sendo que o pico da saída, fica na perna descendente do triângulo de entrada.

Neste método não é especificado o tipo de saída da água do reservatório de detenção tais como orifícios ou vertedor e nem a quantidade dos mesmos.

No exemplo vamos usar um conceito muito usado nos Estados Unidos para o dimensionamento de piscinão, que é o conceito de antes do desenvolvimento e depois do desenvolvimento.

Considera-se que antes do desenvolvimento, é quando a bacia não tinha nada construído e existiam somente matas, por exemplo.

Depois do desenvolvimento é o caso quando a bacia está totalmente desenvolvida.

$$\frac{V_s}{V_{depois}} = 1 - \alpha \qquad \textbf{(Equação 12.13)}$$

Sendo:

V_s =volume do piscinão (m^3);

V_{depois} = volume do runoff do escoamento (m^3);

$\alpha = Q_{antes}/Q_{depois}$

$V_{depois} = Q_{depois} \times Td$

Sendo:

Q_{depois} = vazão de pico (m^3/s) depois do desenvolvimento;

Td= tempo (min) depois do desenvolvimento;

Q_{antes}= vazão de pico (m^3/s) antes do desenvolvimento.

Conforme (Tucci e Genz *in* Drenagem Urbana, 1995), o método de Baker em pesquisa efetuada por (Boyd,1981) examinando mais de 1000 situações com bacias de 0,2km^2 a 5km^2, tempo de retorno de 1ano a 100anos e duração de cheia de 5min e 720min, apresentou o menor erro de estimativa.

Exemplo 12.9
Dimensionamento do piscinão do Pacaembu pelo método de Baker, 1979

Consideramos aqui no exemplo que a vazão da galeria da av. Pacaembu de 13m^3/s seria a vazão de pico antes do desenvolvimento e a vazão de pico depois do desenvolvimento é de 47,33m^3/s, calculado pelo método Racional. O tempo de concentração é de 15min.

Período de retorno considerado foi de 25anos.

$$q_{max} = 13m^3/s$$
$$ip = 65,47m^3/s$$
$$\alpha = q_{max} / ip = 13 / 65,47 = 0,2$$

Usando a Equação (12.13) temos:

$$\frac{V_s}{V_{depois}} = 1 - \alpha = 1 - 0,2 = 0,8$$

$$V_{depois} = 65,47m^3/s \times 15min \times 60s = 58.923m^3$$
$$V_s = V_{depois} \times 0,8 = 58.923m^3 \times 0,8 = \mathbf{47.138m^3}$$

12.13 – Dimensionamento preliminar pelo método do Federal Aviation Agency,1966
Introdução

O método do *Federal Aviation Agency* (FAA) foi adotado nos Estados Unidos em 1966. Originalmente o método foi criado em 1957 por Kropf.

Neste método não é especificado o tipo de saída da água do reservatório de detenção tais como orifícios ou vertedor e nem a quantidade dos mesmos.

O método deve ser usado para pequenas bacias urbanas. Adotamos o limite máximo aproximado de 3 km^2 de área de bacia.

O método do FAA adota basicamente a fórmula racional. O volume de entrada, ou seja, o *imput* é dado pela equação abaixo, conforme Mays, 2001 p. 607 e Maidment, 1993 capítulo 28.27 do livro *Handbook of Hydrology*.

$$\mathbf{V_{in} = 0,275 . C . I . A . t_D} \qquad \textbf{(Equação 12.14)}$$

Sendo:
V_{in} = volume acumulado do runoff (m^3);
C= coeficiente de runoff;
I= intensidade de chuva (mm/h) obtido por uma curva IDF;
A= área da bacia (km^2) e
t_D = tempo de duração da chuva (s).

O volume acumulado de saída é V_{out} sendo dado pela fórmula abaixo:

$$\mathbf{V_{out} = k . Q_{out} . t_D} \qquad \textbf{(Equação 12.15)}$$

V_{out} = volume acumulado de saída (output) em (m^3);
k= coeficiente de ajuste entre o pico da vazão de entrada e o pico da vazão de saída;
Q_{out} = vazão máxima de saída (output) (m^3/s) adotada e suposta constante sempre.
t_D = tempo de duração da chuva (s)

O Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Colorado localizada em Denver, EUA, em 1991 publicou gráfico do coeficiente de ajustamento "k" o qual apresentaremos na Tabela (12.10).

Tabela 12.10- Coeficientes de ajuste "k" em função da relação das vazões de saída com a da entrada

Q_{out} /Q_{in}	Coeficiente de ajuste k
0,10	0,98
0,20	0,94
0,30	0,90
0,40	0,87
0,50	0,85
0,60	0,83
0,70	0,81
0,75	0,00

Fonte: adaptado do Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Colorado, Denver, 1991

Exemplo 12.10-

Dimensionamento preliminar do reservatório de detenção do Pacaembu pelo método do Federal Aviation Agency.

Dados:

Área de drenagem: 222ha

Período de retorno T=25anos

Vazão efluente máxima (vazão saída do reservatório) : 13m^3/s

Solução:

Aplicando a Equação das chuvas de Paulo Sampaio Wilken para unidades em (L/s.ha) para a cidade de São Paulo, usando período de retorno T=25 anos, coeficiente de escoamento superficial C=0,7 e usando o método racional com A=222ha obtemos para o pico a vazão Q = 65,47m^3/s.

A relação entre a vazão efluente pela vazão afluente é:

$$\frac{13\ m^3/s}{65{,}47\ m^3/s} = 0{,}2$$

Entrando na Tabela (12.10) com a relação 0,2 obtemos k=0,94 na primeira linha. Para cada vazão de entrada temos um valor de k conforme se pode ver na Tabela (12.10).

Temos que achar o máximo da diferença entre o volume de entrada e o volume de saída, da seguinte maneira:

$$V = \text{máximo}\ (V_{in} - V_{out})$$

Portanto, o volume do piscinão será V.

Usamos o método racional para calcular a vazão afluente, sendo que a vazão efluente de 13m^3/s é imposta. Calculamos o volume da vazão afluente para a duração da chuva e o volume gerado pela vazão efluente.

A máxima diferença de volume será a nossa resposta, isto é, o volume estimado do reservatório de detenção.

Na Tabela (12.11) são mostrados os resultados obtidos, obtendo-se volume de 64.151m^3.

Tabela 12.11-Dimensionamento preliminar de reservatório de detenção pelo método do Federal Aviation Agency, 1966 sendo C=0,7 , A=222ha

Tempo De Conc. tc	Vazão efluente adotado	Período de retorno Tr	chuva (min) t_D	Intensidade da chuva	Area	$Q_{entrada}$	$Q_{entrada}$	Alfa	k	$V_{in} = C \times I \times A \times t_D$	$V_{out} = k \times Q_{out} \times t_D$	$V_{in} - V_{out}$
(min)	(m^3/s)	(anos)	(min)	(L/s .ha)	(ha)	(l/s)	(m^3/s)			(m^3)	(m^3)	(m^3)
15	13	25	15	421,31	222	65472	65,47	0,20	0,94	58925	11115	47810
15	13	25	30	293,69	222	45639	45,64	0,28	0,92	82150	21528	60622
15	13	25	45	227,35	222	35330	35,33	0,37	0,89	95390	31239	64151
15	13	25	60	186,40	222	28966	28,97	0,45	0,87	104278	40716	63562
15	13	25	75	158,48	222	24627	24,63	0,53	0,85	110823	49725	61098
15	13	25	90	138,16	222	21470	21,47	0,61	0,85	115939	59670	56269

Fonte: Método do Federal Aviation Agency

12.14- Dimensionamento preliminar pelo método de Abt e Grigg, 1978

Introdução

McCuen,1998 cita o método de Abt e Grigg que usa o método racional com hidrograma triangular para a entrada e saída.

Neste método não é especificado o tipo de saída da água do reservatório de detenção tais como orifícios ou vertedor e nem a quantidade dos mesmos.

$$\frac{V_s}{V_{depois}} = (1 - \alpha)^2 \qquad \textbf{(Equação 12.16)}$$

Sendo:

V_s =volume do piscinão (m^3);

V_{depois} = volume do runoff do escoamento (m^3);

$\alpha = Q_{antes}/Q_{depois}$

$V_{depois} = Q_{depois} \times Td$

Sendo:

Q_{depois} = vazão de pico (m^3/s) depois do desenvolvimento;

Td= tempo (min) depois do desenvolvimento;

Q_{antes}= vazão de pico (m^3/s) antes do desenvolvimento.

Exemplo 12.11
Dimensionamento do piscinão do Pacaembu pelo método de Abt e Grigg, 1978

Consideramos aqui no exemplo que a vazão da galeria da av. Pacaembu de 13m^3/s seria a vazão de pico antes do desenvolvimento e a vazão de pico depois do desenvolvimento é de 65,47m^3/s. Tempo de concentração tc=15min. Período de retorno considerado foi de 25anos

Q_{antes} = 13 m^3/s;
Q_{depois} = 65,47m^3/s (obtido pelo método racional)
α = 13 / 65,47 = 0,20

$$\frac{V_s}{V_{depois}} = 1 - \alpha^2 = (1- 0,20)^2 = 0,64$$

Sendo a chuva excedente total de 51,9mm e sendo a área de drenagem de 222ha, teremos:

V_{depois} = 51,9mm x 222ha x 10.000 m^2/1000 = 115.218m^3
$V_s = V_{depois}$ x 0,64 = 115.218m^3 x 0,64= **73.740m^3**

Portanto, usando o método de Abb e Grigg achamos que o volume estimado do piscinão é de 73.740m^3.

12.15 Dimensionamento preliminar pelo método de Kessler e Diskin, 1991

Mays,1999 cita o método de Kessler e Diskin,1991 no capítulo 14.85 do livro *Hydraulic Design Handbook*, que supõe que a ***área da superfície do reservatório seja constante***. A grande vantagem é que o método tem aplicação para orifícios e para vertedores.

Para um único vertedor:

$$\frac{V_s}{V_{depois}} = 0,932 - 0,792 \cdot \alpha \qquad \text{Válido para } 0,2 < \alpha < 0,9 \qquad \text{(Equação 12.17)}$$

Exemplo 12.12
Dimensionamento de um reservatório de detenção pelo método de Kessler e Diskin,1991

Consideramos aqui no exemplo que a vazão da galeria da av. Pacaembu de 13m^3/s seria a vazão de pico antes do desenvolvimento e a vazão de pico depois do desenvolvimento é de 47,33m^3/s e chuva excedente de 51,9mm em área de 222ha.

tc=15min
Q_{antes} =13m^3/s;
Q_{depois} = 47,33m^3/s (Obtido pelo método Santa Bárbara)
α = 13/47,33 = 0,27

Como o valor obtido de α está entre 0,20 e 0,90, podemos usar o método de Kessler e Diskin, 1991. Supomos que o reservatório manterá constante a superfície superior.

$$\frac{V_s}{V_{depois}} = 0,932 - 0,792 \cdot \alpha$$

$$\frac{V_s}{V_{depois}} = 0,932 - 0,792 \cdot 0,27 = 0,72$$

Sendo a chuva excedente total de 51,9mm e sendo a área de drenagem de 222ha, teremos:

V_{depois} = 51,9mm x 222ha x 10.000 m^2/1000 = 115.218m^3

$V_s = V_{depois}$ x 0,72 = 115.218m^3 x 0,72= **82.957m^3**

Para um único orifício:

$$\frac{V_s}{V_{depois}} = 0{,}872 - 0{,}861 \cdot \alpha \qquad \text{Válido para } 0{,}2 < \alpha < 0{,}9 \qquad \text{(Equação 12.18)}$$

Exemplo 12.13

Dimensionamento de um reservatório de detenção pelo método de Kessler e Diskin, 1991

Consideramos aqui no exemplo que a vazão da galeria da av. Pacaembu de 13m^3/s seria a vazão de pico antes do desenvolvimento e a vazão de pico depois do desenvolvimento é de 47,33m^3/s e chuva excedente de 51,9mm em área de 222ha. Período de retorno considerado foi de 25anos

Consideramos que aplicando o método racional obtemos:

Tc=15min

Q_{antes} =13m^3/s;

Q_{depois} = 47,33m^3/s (obtido pelo método Santa Bárbara)

α = 13/47,33 = 0,27

Como o valor obtido de α está entre 0,20 e 0,90, podemos usar o método de Kessler e Diskin, 1991. Supomos que o reservatório manterá constante a superfície superior e que o dispositivo de saída de água seja um único orifício.

$$\frac{V_s}{V_{depois}} = 0{,}872 - 0{,}861 \cdot \alpha$$

$$\frac{V_s}{V_{depois}} = 0{,}872 - 0{,}861 \cdot 0{,}27 = 0{,}64$$

Sendo a chuva excedente total de 51,9mm e sendo a área de drenagem de 222ha, teremos:

Vol = 51,9mm x 222ha x 10.000 m^2/1000 = 115.218m^3

Vs = V_{depois} x 0,64 =Volume do reservatório = 115.218m^3 x 0,64 = **73.740m^3**

12.16 Dimensionamento preliminar pelo método de McEnroe, 1992

Mays,1999 cita o método de McEnroe,1992 no capítulo 14.85 do livro *Hydraulic Design Handbook*, que supõe que a hidrógrafa da entrada no reservatório é devida a uma função Gama. A grande vantagem é que o método tem aplicação para orifícios e para vertedores.

Para um único vertedor:

$$\frac{V_s}{V_{depois}} = 0{,}98 - 1{,}17 \cdot \alpha + 0{,}77 \cdot \alpha^2 - 0{,}46 \cdot \alpha^3 \qquad \text{(Equação 12.19)}$$

Exemplo 12.14

Dimensionamento de um reservatório de detenção pelo método de McEnroe, 1992

Consideramos aqui no exemplo que a vazão da galeria da av. Pacaembu de 13m^3/s seria a vazão de pico antes do desenvolvimento e a vazão de pico depois do desenvolvimento é de 47,33m^3/s e chuva excedente de 51,9mm em área de 222ha. Período de retorno considerado foi de 25anos

Q_{antes} = 13 m^3/s;
Q_{depois} = 47,33m^3/s (obtido pelo método Santa Bárbara)
α = 13/47,33 = 0,27

$$\frac{V_s}{V_{depois}} = 0{,}98 - 1{,}17 \,.\, \alpha + 0{,}77.\, \alpha^2 - 0{,}46 \,.\, \alpha^3$$

$$\frac{V_s}{V_{depois}} = 0{,}98 - 1{,}17 \,.\, 0{,}27 + 0{,}77.\, 0{,}27^2 - 0{,}46 \,.\, 0{,}27^3 = 0{,}71$$

Sendo a chuva excedente total de 51,9mm e sendo a área de drenagem de 222ha, teremos:

V_{depois} = 51,9mm x 222ha x 10.000 m^2/1000 = 115.218m^3

$V_s = V_{depois}$ x 0,71 = 115.218m^3 x 0,71= **81.805m^3**

Para um único orifício:

$$\frac{V_s}{V_{depois}} = 0{,}97 - 1{,}42 \,.\, \alpha + 0{,}82.\, \alpha^2 - 0{,}46 \,.\, \alpha^3 \qquad \textbf{(Equação 12.20)}$$

Exemplo 12.15

Dimensionamento de um reservatório de detenção pelo método de McEnroe, 1992

Consideramos aqui no exemplo que a vazão da galeria da av. Pacaembu de 13m^3/s seria a vazão de pico antes do desenvolvimento e a vazão de pico depois do desenvolvimento é de 47,33m^3/s e chuva excedente e 51,9mm em área de 222ha. Período de retorno considerado foi de 25anos

Q_{antes} = 13 m^3/s;
Q_{depois} = 47,33m^3/s (obtido pelo método Santa Bárbara)
α = 13/47,33 = 0,27

$$\frac{V_s}{V_{depois}} = 0{,}97 - 1{,}42 \,.\, \alpha + 0{,}82.\, \alpha^2 - 0{,}46 \,.\, \alpha^3$$

$$\frac{V_s}{V_{depois}} = 0{,}97 - 1{,}42 \,.\, 0{,}27 + 0{,}82.\, 0{,}27^2 - 0{,}46 \,.\, 0{,}27^3 = 0{,}66$$

Sendo a chuva excedente total de 51,9mm e sendo a área de drenagem de 222ha, teremos:

V_{depois} = 51,9mm x 222ha x 10.000 m^2/1000 = 115.218m^3

$V_s = V_{depois}$ x 0,66 = 115.218m^3 x 0,66=**76.044m^3**

12.17- Dimensionamento preliminar pelo método de Wycoff e Singh (1976)

Conforme McCuen,1998 o método de Wycoff e Singh pode ser verificado pela Equação (12.21).

$$\frac{V_s}{V_{depois}} = 0{,}97 \times (1 - \alpha)^{0{,}753} \qquad \textbf{(Equação 12.21)}$$

Exemplo 12.16

Consideramos aqui no exemplo que a vazão da galeria da av. Pacaembu de $13m^3/s$ seria a vazão de pico antes do desenvolvimento e a vazão de pico depois do desenvolvimento é de $47,33m^3/s$ e chuva excedente e 51,9mm em área de 222ha. Período de retorno considerado foi de 25anos

$Q_{antes} = 13\ m^3/s$;

$Q_{depois} = 47,33m^3/s$ (obtido pelo método Santa Bárbara)

$\alpha = 13/47,33 = 0,27$

$$\frac{V_s}{V_{depois}} = 0,97 \times (1 - \alpha)^{0,753} = 0,97 \times (1 - 0,27)^{0,753} = 0,76$$

Sendo a chuva excedente total de 51,9mm e sendo a área de drenagem de 222ha, teremos:

$V_{depois} = 51,9mm \times 222ha \times 10.000\ m^2/1000 = 115.218m^3$

$V_s = V_{depois} \times 0,76 = 115.218m^3 \times 0,76 =$ **$87.566m^3$**

12.18 Dimensionamento preliminar pelo método Racional

(McCuen,1998) cita que dada a popularidade do metodo racional e usando o conceito de antes do desenvolvimento e depois do desenvolvimento.

Considera-se que antes do desenvolvimento, é quando a bacia não tinha nada construído e existiam somente matas, por exemplo.

Depois do desenvolvimento é o caso quando a bacia está totalmente desenvolvida.

$$\mathbf{V_s = (Q_{depois} - Q_{antes}) \times td} \qquad \textbf{(Equação 12.22)}$$

Sendo:

V_s =volume do piscinão (m^3);

Q_{depois} = vazão de pico (m^3/s) depois do desenvolvimento;

Td= tempo (min) depois do desenvolvimento= tempo de concentração;

Q_{antes}= vazão de pico (m^3/s) antes do desenvolvimento. Este valor poder ser a vazão máxima permissível como a av. Pacaembu que tem galerias por onde passam no máximo $13m^3/s$.

Exemplo 12. 17

Dimensionamento do piscinão do Pacaembu pelo método racional

Consideramos aqui no exemplo que a vazão da galeria da av. Pacaembu de $13m^3/s$ seria a vazão de pico antes do desenvolvimento e a vazão de pico depois do desenvolvimento é de $65,47m^3/s$, calculado pelo método Racional. O tempo de concentração é de 15min.

Período de retorno considerado foi de 25anos.

$$\mathbf{V_s = (Q_{depois} - Q_{ante}) \times td}$$

$$V_s = (65,47 - 13) \times 15min \times 60s = \mathbf{47.223m^3}$$

12.19 SCS TR-55

Para verificar o método SCS TR-55 consultar o Capítulo 14 deste livro, onde para Tr=25anos e usando chuva Tipo II, foi obtido Qmax= $58,90m^3/s$ e volume do reservatório de detenção de $84.884m^3$, o qual se encontra na Tabela (12.14).

12.20- Comparação de métodos

Procuramos mostrar diversos métodos para um pré-dimensionamento de um piscinão.

Há três grupos principais de métodos, aqueles que usam o Método Racional, Método Santa Bárbara e o Método SCS TR-55 para dimensionar o valor de pico.

Tabela 12.14- Comparação dos diversos métodos para dimensionamento preliminar de piscinão para período de retorno de 25anos e como base o piscinão do Pacaembu. Foram usados o método racional e o Santa Bárbara e o SCS TR-55 para dimensionamento da vazão de pico.

Método	Volume do piscinão (m^3)	Vertedor	Volume do piscinão (m^3)	Orifício
Uso do método Santa Bárbara para a vazão de pico				
Função Gama, 1997 com adimensionais. No caso paredes verticais Período de retorno de 25anos Qmax=47,33m^3/s	84.109	Sim	74.892	Sim
Funçao Gama Período de retorno de 25anos Qmax=47,33m^3/s	81.793	Não fala	Não fala	Não fala
Abt e Grigg,1978 Período de retorno de 25anos Qmax=47,33m^3/s	73.740	Não fala	Não fala	Não fala
Kessler e Dikin,1991 Período de retorno de 25anos Qmax=47,33m^3/s	82.957	Sim	73.740	Sim
McEnroe,1992 Período de retorno de 25anos Qmax=47,33m^3/s	81.805	Sim	76.044	Sim
Wycoff e Singh,1976 Qmax=47,33m^3/s	87.566	Não fala	Não fala	Não fala
Piscinão do Pacaembu, período de retorno de 25anos Chuva de 2horas Qmax=43,14m^3/s	74.000	Sim	74.000	Sim
Uso do método racional para a vazão de pico				
Federal Aviation Agency, 1966 (usa o método racional) Período de retorno de 25anos Qmax=65,47m^3/s	64.151	Não fala.	Não fala	Não fala
Aron e Kibler, 1990 (usa o método racional) Período de retorno de 25anos Qmax=65,47m^3/s	75.723	Não fala	Não fala	Não fala
Metodo Racional Período de retorno de 25anos Qmax=65,47m^3/s	47.223	Não fala	Não fala	Não fala
Baker, 1979 Período de retorno de 25ano Qmax=65,47m^3/s	47.138	Não fala	Não fala	Não fala
SCS-TR55				
TR-55 para período de retorno de 25anos, chuva Tipo II, Qmax= 58,90m^3/s , Duração da chuva= 24h Capitulo 14 deste livro.	84.884	Não fala	Não fala	Não fala

Observar que na Tabela (12.14) os volume do piscinão quando se usa orifício é menor do que quando se usa vertedor. Na prática usa-se orifício e vertedor. Os cálculos foram feitos para períodos de retorno de 25anos.

O piscinão do Pacaembu original tem 74.000m^3 e foi previsto período de retorno de 25anos. Usa um orifício no fundo do reservatório de paredes verticais e um vertedor.

12.21 Estimativa de dimensionamento de reservatório de detenção pelo método do Tucci

Introdução

O objetivo é achar maneira simples para dimensionar um reservatório de detenção baseado em Tucci,1997 usando o Método Racional.

Hipóteses básicas:

Período de retorno Tr= 2anos; 5anos e 10anos;
Local: Região Metropolitana de São Paulo (RMSP)
Área máxima: 1km^2 (100ha)
Método Racional
Precipitação: Equação de Paulo Sampaio Wilken)

Método racional

Q=0,278 CIA
Q= vazão máxima (m^3/s)
I= intensidade da precipitação (mm/h)
A= área da bacia (km^2)
Qn= Q/A= 2,78 C I (L/s x ha)

Coeficiente de escoamento

Tucci: C= 0,047 + 0,9 AI
C= Cp + (Ci – Cp) AI
Cp= $(P – 0,2S)^2 / (P + 0,8 S) . (1/P)$
S= 25400/CN - 254
P = I. tc
I= intensidade da chuva (mm/h)
tc= tempo de concentração (h)

Adotado C= 0,15 que representa, segundo Tucci, um valor intermediário entre os solos A, B e C.

Hipótese assumida por Tucci

Área retangular (comprimento é o dobro da largura) com 100ha, tempo de concentração de 1h para velocidade de 0,4m/s.

A área retangular com $1km^2$= 100ha tem 707m de largura por 1414m de comprimento e, considerando a velocidade de 0,4m/s em 1414m, teremos o tempo de concentração de 0,98h que é aproximadamente tc= 1hora.

Usando Paulo S. Wilken, para cidade de São Paulo.

$$\mathbf{I = 1747,9 . Tr^{0,181} / (t+15)^{0,89}}$$

Sendo:
Tr= período de retorno (anos);
t= tempo de concentração= tempo de duração da chuva (min);
I= intensidade da chuva (mm/h).

$$\mathbf{I = 4855,3 . Tr^{0,181} / (t+15)^{0,89}}$$

Sendo:
Tr= período de retorno (anos);
t= tempo de concentração= tempo de duração da chuva (min);
I= intensidade da chuva (litros/segundo x hectare).

Para Tr= 10anos
$I = 4855,3 \times Tr^{0,181} / (t+15)^{0,89}$
$I = 4855,3 \times 10^{0,181} / (t+15)^{0,89}$ = 157,93 L/s/ha
Q= CIA
Q/ A= CI= 0,15 x 157,93= **24** L/s/ha
Vazão específica para pré-desenvolvimento= 24 L/s/ha

Na Tabela (12.15) temos as vazões para pré-desenvolvimento para períodos de retorno de 2anos, 5anos e 10anos.

Tabela 12.15 - Vazão específica para pré-desenvolvimento para diversos períodos de retornos

Período de retorno (anos)	*Vazão específica para pré-desenvolvimento (litros/ segundo x hectare)*
2	18
5	21
10	24
25	28

Volume de controle

Conforme Tucci o volume de controle para pequenas áreas, isto é, < 1km^2 (100ha).

$$V= (Qu – Qn) t$$

V= volume (m^3);
Qn= vazão pré-desenvolvimento (m^3/s);
t= duração do tempo de concentração pós-desenvolvimento (min) e
Qu= vazão pós-desenvolvimento (m^3/s).

Qu= 0,278CIA
Qn= CIA= qn x A
Sendo: qn = taxa específica em l/sxha
V= (Qu – Qn) t .
V= (CIA –qn x A) t .
V/A= (CI – qn) t

Mas $I= a / (t + b)^d$

$V= [(C . a / (t+b)^d - qn] t$
Mas C= 0,15 + 0,80 AI

$$V= \{[(0,15 + 0,80 AI) . a / (t+b)^d]- qn \} t$$

Possuímos a área impermeável AI, o valor de a, o valor de b o valor de d e de qn. Temos duas incógnitas V e t.

A expressão atingirá o máximo de t quando derivá-la igualar a zero.

Usando-se a Equação de P. S. Wilken de São Paulo para (mm/h) teremos:

d= 0,89
b= 15
Tr= 10anos

$$a= 1747,9 . Tr^{0,181} = 1747,9 . 10^{0,181} = 2651,65$$

$$t= \{(t+15)/ 0,89] x \{ 1- [(2,4 x (t + 15)^{0,89}) /(110,57+589,7 x AI)] \}$$

Por tentativas para cada valor de AI variando de 0,1 a 1,00 achamos os valores de t e o substituímos na Equação abaixo:

$$v= \{[(110,57 + 589,7x AI)/ (t + 15)^{0,89}] - 2,4)\} . 60. t /100ha$$

Sendo:
v= volume específico (m^3/ha).

Por exemplo, para AI=0,10 achamos $t_{máximo}$= 29,2min e substituindo na Equação do volume achamos 60m^3/ha.

Construímos então a Tabela (12.16).

Tabela 12.16 - Volume específico em função da área impermeável (%)

Área impermeável (%) AI	**Volume específico (m^3/ha)**
10	*60*
20	*97*
30	*138*
40	*181*
50	*227*
60	*273*
70	*321*
80	*371*
90	*421*
100	472

Usando a Análise Linear de Regressão de maneira que a equação passe pela origem achamos:
v= 4,65 AI com R^2= 1,00 (Tucci achou v= 4,25 AI para Porto Alegre para Tr= 10anos).
Sendo:
AI = área impermeável (%)
v= volume (m^3/ha).
Colocando-se em outra forma, pois V= v .A

V= 4,65 AI . A **para Tr= 10anos**

A= área da bacia (ha). A≤100ha
V= volume do reservatório de detenção (m^3)

Procedendo de maneira análoga achamos os volumes de detenção para Tr= 2anos,5anos e 25anos conforme Tabela (12.17).

Tabela 12.17- Volume do piscinão e vazão especifica de pré-desenvolvimento conforme o período de retorno

Período de retorno Tr (anos)	**Volume do piscinão (m^3)**	**Vazão específica para pré-desenvolvimento (litros/ segundo x hectare)**
2	V= 3,47 AI . A	*18*
5	V= 4,11 AI . A	*21*
10	V= 4,65 AI . A	*24*
25	*V= 5,48 AI x A*	*28*

Exemplo 12.18

Calcular o volume de detenção para A=50ha, e AI= 70% e a vazão de pré-desenvolvimento para período de retorno de 2anos.

Para Tr= 2anos

$$\mathbf{V= 3,47\ AI\ .\ A = 3,47 \times 70 \times 50ha= 12.145m^3}$$

A vazão máxima de saída deverá ser:
qn= 18 /s x ha
Q= qn x A= 18 L/s x ha x 50ha= 900 L/s= 0,9**m^3**/s

Orifício

O orifício pode ser circular ou retangular e é calculado com a Equação:

$$\mathbf{Q= C_d \times A \times (2\ g\ h)^{0,5}}$$

Sendo:
Q= vazão (m^3/s)
C_d= 0,62
A= área= $\pi D^2/4$ (para orifício)
D= diâmetro (m)
g= aceleração da gravidade = 9,81 m/s^2
h= altura média da lâmina de água em relação ao eixo da tubulação de saída (m)

O orifício geralmente é usado na parte inferior dos reservatórios de detenção para o escoamento da vazão de pré-dimensionamento.

Vertedor circular

Conforme Tomaz, 2002 página 202, o vertedor circular em parede vertical tem a Equação:

$$\mathbf{Q= 1,518 \times D^{0,693} \times H^{1,807}}$$

Sendo:
Q= vazão (m^3/s)
D= diâmetro (m)
H= altura da lâmina de água (m).
O vertedor circular geralmente é usado para a descarga da vazão centenária Q_{100}.
Na Tabela (3.4) temos tabelado a aplicação da Equação acima.

Vertedor retangular

O vertedor retangular pode ser de perfil tipo Creager ou de parede espessa tem a Equação:

$$\mathbf{Q=\mu \times L \times H\ (2gH)^{0,5}}$$

Como (2g) 0,5= 4,43

$$\mathbf{Q= 4,43 \times \mu \times L \times H^{1,5}}$$

Para o vertedor tipo perfil Creager μ= 0,45 e para parede espessa μ = 0,35.
Sendo:
Q= vazão (m^3/s)
L= largura do vertedor retangular (m)
H= altura da vertedor a contar da soleira (m).
O vertedor retangular geralmente é usado para a descarga da vazão centenária Q_{100}.
Na Tabela (12.18) temos tabelado a aplicação da Equação acima.

Tabela 12.18 - Volumes dos reservatórios de detenção em função da área da bacia (m^2) e da porcentagem da área impermeabilizada e vazões de pré-desenvolvimento e diâmetros de saída correspondente para Tr=2anos

Área (m^2)	Volume em função da porcentagem da área impermeabilizada e da área da bacia (m^2)													Vazão	Diam.
	5%	10%	15%	20%	25%	30%	40%	50%	60%	70%	80%	90%	100%	(L/s)	(m)
5000	9	17	26	35	43	52	69	87	104	121	139	156	174	9	0,15
10000	17	35	52	69	87	104	139	174	208	243	278	312	347	18	0,15
15000	26	52	78	104	130	156	208	260	312	364	416	468	521	27	0,15
20000	35	69	104	139	174	208	278	347	416	486	555	625	694	36	0,20
25000	43	87	130	174	217	260	347	434	521	607	694	781	868	45	0,20
30000	52	104	156	208	260	312	416	521	625	729	833	937	1041	54	0,20
35000	61	121	182	243	304	364	486	607	729	850	972	1093	1215	63	0,25
40000	69	139	208	278	347	416	555	694	833	972	1110	1249	1388	72	0,25
45000	78	156	234	312	390	468	625	781	937	1093	1249	1405	1562	81	0,30
50000	87	174	260	347	434	521	694	868	1041	1215	1388	1562	1735	90	0,30
55000	95	191	286	382	477	573	763	954	1145	1336	1527	1718	1909	99	0,30
60000	104	208	312	416	521	625	833	1041	1249	1457	1666	1874	2082	108	0,30
65000	113	226	338	451	564	677	902	1128	1353	1579	1804	2030	2256	117	0,30
70000	121	243	364	486	607	729	972	1215	1457	1700	1943	2186	2429	126	0,30
75000	130	260	390	521	651	781	1041	1301	1562	1822	2082	2342	2603	135	0,30
80000	139	278	416	555	694	833	1110	1388	1666	1943	2221	2498	2776	144	0,40
85000	147	295	442	590	737	885	1180	1475	1770	2065	2360	2655	2950	153	0,40
90000	156	312	468	625	781	937	1249	1562	1874	2186	2498	2811	3123	162	0,40
95000	165	330	494	659	824	989	1319	1648	1978	2308	2637	2967	3297	171	0,40
100000	174	347	521	694	868	1041	1388	1735	2082	2429	2776	3123	3470	180	0,40
150000	260	521	781	1041	1301	1562	2082	2603	3123	3644	4164	4685	5205	270	0,50
200000	347	694	1041	1388	1735	2082	2776	3470	4164	4858	5552	6246	6940	360	0,50
250000	434	868	1301	1735	2169	2603	3470	4338	5205	6073	6940	7808	8675	450	0,70
300000	521	1041	1562	2082	2603	3123	4164	5205	6246	7287	8328	9369	10410	540	0,70
350000	607	1215	1822	2429	3036	3644	4858	6073	7287	8502	9716	10931	12145	630	0,70
400000	694	1388	2082	2776	3470	4164	5552	6940	8328	9716	11104	12492	13880	720	0,80
450000	781	1562	2342	3123	3904	4685	6246	7808	9369	10931	12492	14054	15615	810	0,90
500000	868	1735	2603	3470	4338	5205	6940	8675	10410	12145	13880	15615	17350	900	0,90
550000	954	1909	2863	3817	4771	5726	7634	9543	11451	13360	15268	17177	19085	990	0,90
600000	1041	2082	3123	4164	5205	6246	8328	10410	12492	14574	16656	18738	20820	1080	0,90
650000	1128	2256	3383	4511	5639	6767	9022	11278	13533	15789	18044	20300	22555	1170	0,90
700000	1215	2429	3644	4858	6073	7287	9716	12145	14574	17003	19432	21861	24290	1260	1,00
750000	1301	2603	3904	5205	6506	7808	10410	13013	15615	18218	20820	23423	26025	1350	1,00
800000	1388	2776	4164	5552	6940	8328	11104	13880	16656	19432	22208	24984	27760	1440	1,00
850000	1475	2950	4424	5899	7374	8849	11798	14748	17697	20647	23596	26546	29495	1530	1,00
900000	1562	3123	4685	6246	7808	9369	12492	15615	18738	21861	24984	28107	31230	1620	1,00
950000	1648	3297	4945	6593	8241	9890	13186	16483	19779	23076	26372	29669	32965	1710	1,00
1000000	1735	3470	5205	6940	8675	10410	13880	17350	20820	24290	27760	31230	34700	1800	1,00

Tabela 12.19 - Vazões em vertedor retangular de parede espessa em m^3/s de acordo com a altura H(m) e o comprimento L (m). $Q=1,71 \times L \times H^{(3/2)}$

Altura H (m)	Largura do vertedor retangular em metros															
	0,50	**0,60**	**0,70**	**0,80**	**0,90**	**1,00**	**1,10**	**1,20**	**1,30**	**1,40**	**1,50**	**1,60**	**1,70**	**1,80**	**1,90**	**2,00**
0,1	0,027	0,032	0,038	0,043	0,049	0,054	0,059	0,065	0,070	0,076	0,081	0,087	0,092	0,097	0,103	0,108
0,2	0,076	0,092	0,107	0,122	0,138	0,153	0,168	0,184	0,199	0,214	0,229	0,245	0,260	0,275	0,291	0,306
0,3	0,140	0,169	0,197	0,225	0,253	0,281	0,309	0,337	0,365	0,393	0,421	0,450	0,478	0,506	0,534	0,562
0,4	0,216	0,260	0,303	0,346	0,389	0,433	0,476	0,519	0,562	0,606	0,649	0,692	0,735	0,779	0,822	0,865
0,5	0,302	0,363	0,423	0,484	0,544	0,605	0,665	0,725	0,786	0,846	0,907	0,967	1,028	1,088	1,149	1,209
0,6	0,397	0,477	0,556	0,636	0,715	0,795	0,874	0,954	1,033	1,113	1,192	1,272	1,351	1,431	1,510	1,589
0,7	0,501	0,601	0,701	0,801	0,901	1,001	1,102	1,202	1,302	1,402	1,502	1,602	1,703	1,803	1,903	2,003
0,8	0,612	0,734	0,857	0,979	1,101	1,224	1,346	1,468	1,591	1,713	1,835	1,958	2,080	2,202	2,325	2,447
0,9	0,730	0,876	1,022	1,168	1,314	1,460	1,606	1,752	1,898	2,044	2,190	2,336	2,482	2,628	2,774	2,920
1,0	0,855	1,026	1,197	1,368	1,539	1,710	1,881	2,052	2,223	2,394	2,565	2,736	2,907	3,078	3,249	3,420
1,1	0,986	1,184	1,381	1,578	1,776	1,973	2,170	2,367	2,565	2,762	2,959	3,156	3,354	3,551	3,748	3,946
1,2	1,124	1,349	1,573	1,798	2,023	2,248	2,473	2,697	2,922	3,147	3,372	3,597	3,821	4,046	4,271	4,496
1,3	1,267	1,521	1,774	2,028	2,281	2,535	2,788	3,042	3,295	3,548	3,802	4,055	4,309	4,562	4,816	5,069
1,4	1,416	1,700	1,983	2,266	2,549	2,833	3,116	3,399	3,682	3,966	4,249	4,532	4,815	5,099	5,382	5,665
1,5	1,571	1,885	2,199	2,513	2,827	3,141	3,456	3,770	4,084	4,398	4,712	5,026	5,341	5,655	5,969	6,283

Tabela 12.20 - Vazões (m^3/s) do vertedor circular em função do diâmetro e da percentagem da lâmina de água. $Q= (1,518 \times D^{0,693} \times H^{1,807})$

Diâmetro (m)	Vazão (m^3/s) do vertedor circular em função do diâmetro e da porcentagem da lâmina de água em relação ao diâmetro										
	10%	**20%**	**30%**	**40%**	**50%**	**60%**	**70%**	**80%**	**90%**	**95%**	**100%**
0,15	0,000	0,001	0,002	0,003	0,004	0,005	0,007	0,009	0,011	0,012	0,013
0,20	0,000	0,001	0,003	0,005	0,008	0,011	0,014	0,018	0,022	0,025	0,027
0,25	0,001	0,003	0,005	0,009	0,014	0,019	0,025	0,032	0,039	0,043	0,047
0,30	0,001	0,004	0,008	0,014	0,021	0,030	0,039	0,050	0,062	0,068	0,075
0,40	0,002	0,008	0,017	0,029	0,044	0,061	0,081	0,103	0,127	0,140	0,154
0,50	0,004	0,015	0,030	0,051	0,077	0,107	0,141	0,179	0,222	0,245	0,268
0,60	0,007	0,023	0,048	0,081	0,121	0,168	0,222	0,283	0,350	0,386	0,423
0,70	0,010	0,034	0,071	0,119	0,178	0,247	0,327	0,416	0,514	0,567	0,622
0,80	0,014	0,047	0,099	0,166	0,248	0,345	0,456	0,581	0,718	0,792	0,869
0,90	0,018	0,064	0,132	0,223	0,333	0,463	0,612	0,779	0,964	1,063	1,166
1,00	0,024	0,083	0,172	0,290	0,434	0,603	0,797	1,014	1,255	1,384	1,518

Diâmetro de saída

Supondo:
n= 0,015 concreto.
S= declividade da tubulação (m/m)
D= diâmetro (m)
Q= vazão total especifica (m^3/s)
Conforme Tomaz, 2002 página393, temos:

$$D= [(Q. n) / (0,312. S^{0,5})]^{(3/8)}$$

ou

$$Q = [0{,}312 \times S^{0{,}5} \times D^{(8/3)}] / n$$

Na Tabela (12.21) estão as vazões das tubulações de concreto em função da declividade.

Tabela 12.21 - Vazões em m^3/s de tubulações de concreto de acordo com diâmetro interno e declividade da tubulação.

D	0,50%	1%	1,50%	2%	2,50%	3%	3,50%	4%	5%
(m)	0,005	0,01	0,015	0,02	0,025	0,03	0,035	0,04	0,05
0,15	0,009	0,013	0,016	0,019	0,021	0,023	0,025	0,026	0,030
0,20	0,020	0,028	0,035	0,040	0,045	0,049	0,053	0,057	0,064
0,25	0,036	0,052	0,063	0,073	0,082	0,089	0,097	0,103	0,115
0,30	0,059	0,084	0,103	0,119	0,133	0,145	0,157	0,168	0,188
0,40	0,128	0,181	0,221	0,256	0,286	0,313	0,338	0,361	0,404
0,50	0,232	0,328	0,401	0,463	0,518	0,567	0,613	0,655	0,732
0,60	0,377	0,533	0,652	0,753	0,842	0,923	0,997	1,065	1,191
0,70	0,568	0,804	0,984	1,136	1,270	1,392	1,503	1,607	1,797
0,80	0,811	1,147	1,405	1,622	1,814	1,987	2,146	2,294	2,565
0,90	1,111	1,571	1,923	2,221	2,483	2,720	2,938	3,141	3,512
1,00	1,471	2,080	2,547	2,942	3,289	3,603	3,891	4,160	4,651

Estimativa de vazões para período de retorno de 10anos e 100anos

As vazões de pico pelo TR-55 chuva tipo II, duração de 24horas obtidas por análise de regressão para áreas de até 100ha e para a Região Metropolitana de São Paulo são as seguintes:

$$Q_{10} = 2{,}11 \times AI \times A$$

$$Q_{100} = 3{,}53 \times AI \times A$$

$R^2 = 0{,}96$

AI= área impermeável (%) variando de 20% a 90%

A= área em hectares (ha) ≤ 100ha

Q_{10}= vazão de pico em L/s para Tr= 10anos.

Q_{100}= vazão de pico em L/s para Tr= 100anos.

Na Tabela (12.22) estão as vazões e volumes específicos de diversas cidades.

Tabela 12.22 - Vazão e volume específico de diversas cidades sendo AI a área impermeável em porcentagem.

Cidade	Vazão específica qn (L/s x ha)	Volume específico v=K AI (m^3/ha)	Área máxima de utilização (ha)	Vazão de pico (L/s)
Seatle (USA), Tr= 10anos	14,0			
Porto Alegre, Tucci, 1997, Tr=10anos, Solos: A, B e C	20,8	v=4,25xAI	100	
Guarulhos, Plínio, 2003, *Tr=10anos*, Solo B	22,8	v=4,65xAI	100	Q_{10}= 2,11x AI x A
Guarulhos, Plínio, 2003, *Tr=100anos*, Solo B	22,8		100	Q_{100}=3,53 xAI x A
Denver, solo A, Tr= 10anos	9,0			
Denver, solo B,Tr= 10anos	16,3			
Denver, solo C e D, Tr= 10anos	21,2			
Denver, solo A, Tr= 100anos	35,0			
Denver, solo B,Tr= 100anos	60,0			
Denver, solo C e D, Tr= 100anos	70,8			

Nota: as vazões de Denver foram obtidas de Guo, 2001 in Mays, 2001 -*Stormwater Collection Systems design Handbook*. Os volumes específicos foram obtidos por análise de regressão linear aplicada em fórmulas empíricas de Denve

Exemplo 12.18

Calcular volume de reservatório de detenção para bacia com área de 3ha, AI= 50% para Tr= 2anos. Calcular também o vertedor retangular para Tr= 100anos e a tubulação de concreto ate o córrego mais próximo.

V= 3,47 x AI x A= 3,47 x 50 x 3 = 521m^3

A vazão para Tr= 100anos é

$$Q_{100}= 3,53 \times AI \times A$$
$$Q_{100}= 3,53 \times 50 \times 3ha= 530 \text{ L/s}= 0,53 \text{ m}^3/\text{s}$$

Vertedor retangular

Supondo um vertedor em forma trapezoidal consultamos a Tabela (3.4) e supondo que temos uma lâmina de água com 0,40m de altura achamos o comprimento L= 1,4m, comm vazão de 0,606m^3/s >0,53m^3/s.

Orifício da tubulação de descarga

A vazão de saída do orifício na parte inferior da barragem será:

Q_n= (18 L/s x ha) x 3ha= 54 L/s

Consultando a Tabela (3.3) achamos D= 0,20m para a tubulação de fundo para o pré-desenvolvimento.

Galeria de águas pluviais

A tubulação de saída do reservatório de detenção que vai para o córrego mais próximo pode ser dimensionada, usando a Tabela (3.6) com declividade mínima de 0,5% e vazão Q_{100}= 0,53m^3/s achamos D= 0,70m.

A vazão para Tr= 10anos será:

Q_{10}= 2,11x AI x A = 2,11 x 50 x 3ha= 317 L/s

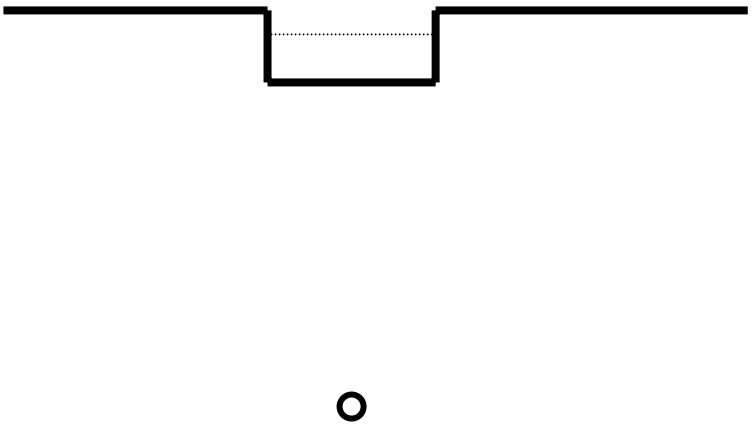


Figura 12.1 - Corte esquemático de um vertedor retangular e um orifício.

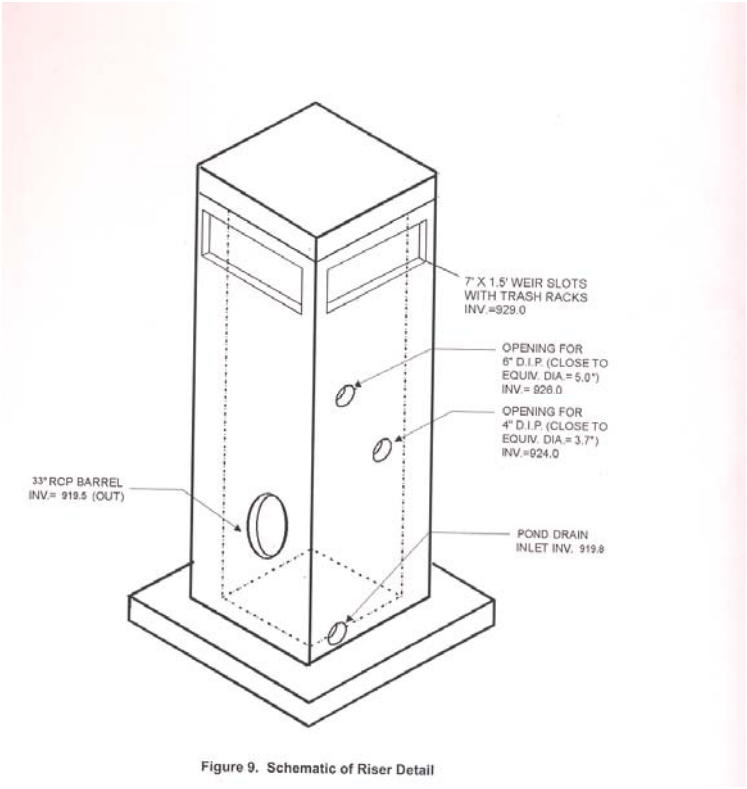


Figura 12.2 - Torre de entrada de água

12.22 Depósito anual de sedimentos

É importante para a manutenção de um reservatório de detenção estimar a quantidade de sedimentos anual em m^3/ ano x ha.

Santo André- Semasa (Saneamento Ambiental de Santo Andrè)

Desde 1999 está em operação em Santo André o reservatório de detenção AM3 localizado no Ribeirão dos Meninos, com área da bacia de 510ha e volume de 120.000m^3. Foi construído pelo governo do Estado de São Paulo e a manutenção é feita pela Semasa.

Em setembro de 2002 obtivemos o volume médio anual de 6,7m^3/ha x ano. A retirada dos sedimentos é feita geralmente nos meses de abril e outubro de cada ano. A limpeza das grades é feita a cada três meses.

O custo somente para a retirada de sedimentos e limpeza das grandes é anualmente de US$ 1,00/m^3 de volume do reservatório de detenção.

Considerando-se os custos de transportes para o aterro sanitário, os custos do próprio aterro sanitário e os custos de segurança e vigilância estimamos que chegará a US$ 3,00/m^3. Como o custo médio de um piscinão é de US$ 30,00/m^3, a manutenção é praticamente de 10% que é um valor alto, pois para os americanos o valor varia de 3% a 6% do custo inicial.

Dica: a manutenção do reservatório de detenção (piscinão) no Brasil é alto: 10% do custo da obra.

Carolina do Norte

Conforme Tomaz, 2002 pesquisas feitas na Carolina do Norte nos Estados Unidos em 20 reservatórios de detenção com idade de 32anos e 45anos (fevereiro de 1998) foi obtido a média de 6,5ton/ha x ano e considerando o peso específico aparente de 1185 kg/m^3 achamos 5,49m^3/ha x ano.

Canadá

Ontário, 2003 apresenta a Tabela (12.23) baseada no *US Envionmental Protection Agency (EPA) Stormwater Management Model (SWMM)* para estimativa da carga anual de sedimentos, devendo ser usada somente para a fase de planejamento.

Tabela 12.23 - Carga anual de sedimentos de acordo com a área impermeável da bacia

Área Impermeável (%)	Carga anual (kg/ha)	Densidade úmida (kg/m^3)	Carga anual (m^3/ha)
35%	770	1230	0,6
55%	2300	1230	1,9
70%	3495	1230	2,8
85%	4680	1230	3,8

Fonte: Ontário, 2003

Piscinões na capital de São Paulo

Em 3 de novembro de 2002 foi publicado no jornal Folha de São Paulo os volumes de sedimentos que foram retirados dos piscinões do Bananal, Caguassu e Limoeiro, que estão assinalados em (*).

Tendo-se a área da bacia de cada Piscinão e a data de inicio de funcionamento obtivemos as taxas que variam de 12,5m^3/haxano a 8,8 m^3/ha x ano conforme Tabela (12.24).

Tabela 12.24- Calculo da taxa de sedimentos de piscinões na RMSP (Região Metropolitana de São Paulo)

Piscinão	Volume (m^3)	Anos de funcionamento	Área (ha)	Taxa de sedimentos (m^3/ha x ano)
Bananal	46.000 (*)	2,75	1340	12,5
Caguassu	29.000 (*)	3,00	1100	8,8
Limoeiro	30.000 (*)	2,75	870	12,5
AM3 Santo André	120.000			6,7
Média estimada				**10,1**
Carolina do Norte				5,49
Canadá, Ontario				3,8

A média obtida foi de 10,1 m^3/ha x ano e comparando-se com a média da Carolina do Norte de 5,49m^3/ha x ano, vemos que o volume de sedimentos produzidos no Brasil são quase o dobro.

Se comparamos a media brasileira de 10,1m^3/ha x ano com o máximo de 3,8m^3/ha x ano na Tabela (4.5) referente ao Canadá, veremos que o depósito de sedimentos no Brasil será praticamente três vezes o do Canadá.

Os sedimentos recolhidos são considerados **não-perigosos** e podem ser dispostos em aterros sanitários ou em local autorizado.

Dica: adotar para o Brasil a taxa de 10m^3/ ano x ha para remoção de sedimentos para estimativa.

Exemplo 12.19

Depósito anual de sedimentos no pré-tratamento= 50ha x $10m^3$/ha/ano =$500m^3$/ano

Portanto, anualmente teremos que remover aproximadamente **$500m^3$** de sedimentos.

Capitulo 13

Transporte de sólidos

“Em engenharia é necessário muito estudo e dedicação”
Prof. dr. Kokei Uehara

SUMÁRIO

Ordem	Assunto
13.1	Introdução
13.2	Transporte de sólido
13.3	Pesquisas feitas pelo FCTH de São Paulo
13.4	Lei de Stokes
13.5	Granulometria dos sedimentos
13.6	Estimativa do tempo de esvaziamento de um reservatório (McCuen, 1988)
13.7	Reserva de sedimentação em um reservatório de detenção
13.7.1	Illinois, USA
13.7.2	Estado da Carolina do Norte, USA
13.7.3	Resíduos sólidos
13.8	Conclusão

Capitulo 13- Transporte de sólidos

13.1 Introdução

O que será apresentado baseia-se nas pesquisas executadas pela Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica de São Paulo (FCTH) referente aos Anais 5 do X Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, realizado em Gramado Rio Grande do Sul em 1993 apresentado por Carlos Lloret Ramos, Gisela Coelho Nascimento Helou, Luiz Eduardo de Souza Ikeda, no trabalho denominado "*Campanhas hidrosedimentométricas na região metropolitana de São Paulo*" e nos trabalhos de Carlos Lloret Ramos, Gigela Coelho Nascimento Helou e Giorgio Brighetti denominado "*Dinâmica do transporte sólido nos rios Tietê e Pinheiros na região metropolitana de São Paulo"* cujos resultados das pesquisas serão mostrados adiante em forma de 5 (cinco) tabelas.

Foi consultado o *Plano Diretor de Macrodrenagem do Alto Tietê* elaborado pelo DAEE.

Para a compreensão da dinâmica do transporte sólido nos cursos d'água, convém apresentar algumas definições clássicas das diferentes modalidades de transporte sólido fluvial (Ramos, Helou e Brighetti, 1993 p.258).

13.2 Transporte de sólido

O fenômeno hidráulico dos escoamentos pode possuir fronteiras fixas e fronteiras móveis. Os canais executados em tubos de concreto, possuem fronteiras fixas e neste caso a sua resolução pode ser feita com grande precisão usando, por exemplo, a fórmula de Manning. Para os canais onde as fronteiras são móveis, tem que ser analisado cuidadosamente o problema de transporte de sedimentos. Na prática não existem fórmulas precisas para os problemas de escoamento em fronteiras móveis.

Segundo (Quintela,1981) existem três modos básicos de transporte sólido:

- *transporte sólido por* ***arrastamento,*** em que os elementos sólidos rolam e escorregam sobre o fundo;

- *transporte sólido em* ***suspensão****,* em que os elementos sólidos se deslocam no seio do escoamento, podendo contatar esporadicamente o fundo;

- *transporte sólido por* ***saltação,*** em que os elementos sólidos se deslocam alternadamente por pequenos saltos e por rolamento e escorregamento sobre o fundo.

Na prática são considerados somente dois modos básicos, o arrastamento e a suspensão sendo que a saltação ou saltitaçao constitui-se numa modalidade hídrida das duas principais (Alfredini,1993).

A velocidade das partículas transportados por arrastamento é sempre muito menor do que as transportadas em suspensão, aproximando-se esta da velocidade média do escoamento. Além disso, as partículas em suspensão deslocam-se permanentemente e as arrastadas

movem-se de forma intermitente, alternando períodos de deslocamento com outros de repouso, em geral sob outras partículas de fundo (Alfredini,1993).

Existem outros nomes consagrados para o transporte sólido que são:

- Transporte sólido de material do fundo (Transporte sólido do material do leito) correspondente a material cuja granulometria se encontra presente no fundo (Quintela,1981).

Define-se à parcela de material que constitui o leito e é transportado. Ao contrário do que ocorre com a carga de lavagem, o transporte sólido em suspensão do material que provém do leito, passa por alternâncias de remoção, movimentação e deposição (Lloret et al., 1993).

- Transporte sólido de material de lavagem (wash load) ou Carga de Lavagem, correspondente a material de dimensões inferiores às do material do fundo (Quintela.1981).

Define-se como a parcela mais fina do material transportado em suspensão, e que é inexistente no leito, ou encontrado um pequenas quantidades.

Um material pode ser considerado carga de lavagem num determinado trecho do rio e material de leito em outro onde a capacidade de transporte é drasticamente reduzida, como no caso do rio Pinheiros em São Paulo (Lloret et al., 1993).

Conforme Alfredini,1993 o transporte de sólidos é importante em um grande número de obras de engenharia hidráulica, como obras de *hidráulica fluvial, hidráulica marítima* e nos *aproveitamentos hidráulicos*, como assoreamento de reservatórios.

Exemplo 13.1- Carga de lavagem e transporte do material do leito

No ribeirão dos Meninos em São Paulo, conforme Tabela (13.1) a relação entre Qss e Qst é 0,75, o que significa que 75% refere-se a carga de lavagem e portanto os 25% restante se refere a materiais do leito do ribeirão.

Nota-se que a carga de lavagem, isto é, o material que está em suspensão é bem maior que o material que está no leito do ribeirão. Para obter estes números é necessário estações de medições.

Basta ver na Tabela (13.1) a variabilidade da relação Qss/Qst de 0,30 a 1,00 na região do Alto Tietê em São Paulo. Os dados estimativos podem ser colhidos para regiões bem próximas a estas.

Exemplo 13.2 – Parcela que irá contribuir para o assoreamento do curso d'água

Considerando ainda o ribeirão dos Meninos, foi pesquisado que o transporte total de sólidos é de 1.381.000m^{3}conforme Tabela (13.5) na coluna Va.

Deste total 75% como foi visto acima refere-se a material em suspensão que não irá se depositar, isto é,
1.381.000 x 0,75 = 1.035.750m^3 é o material que se destina ao leito do ribeirão e o restante 25% ou seja: 1.381.000 – 1.035.750 = 345.250m^3.

Portanto, ao leito do ribeirão será destinado 345.250m^{3}por ano de sólidos. Mas como foi definido anteriormente uma parte dos sólidos rolam e escorregam pelo fundo do ribeirão, não constituindo propriamente um deposito de material.

Para calcular o que realmente é depositado no fundo do curso d'água temos que usar a Tabela (13.2) onde no ribeirão dos Meninos 7,4% é a proporção de transporte do leito e o transporte sólido total.

Como o transporte sólido total é de 345.250m^3, vamos calcular 7,4% deste valor para acharmos o material que será depositado realmente:
345.250m^3 x 7,4/100 = 25.548,50m^{3}por ano

Portanto, irá se depositar no ribeirão dos Meninos 25.548,50m^3 por ano.

13.3 Pesquisas feitas pelo FCTH de São Paulo

Em termos práticos há uma capacidade ilimitada do transporte da carga de lavagem que por sua vez depende somente de fatores externos. Por esta razão, este material não contribui nas transformações morfológicas de um curso d'água, e sendo assim, a única maneira de se quantificar esta parcela é através de campanhas de medições.

Pesquisas foram feitas na Região do Alto Tietê no Estado de São Paulo por (Ramos, Helou e Brighetti, 1993) cujos resultados estão na Tabela (13.1) - Diâmetro limite para a carga de lavagem e proporção entre os transporte sólido em suspensão e o total do material do leito.

Tabela 13.1 – Diâmetro limite para carga de lavagem e proporção entre os transporte sólido em suspensão e total do material do leito

Afluente	**Velocidade de atrito** v^* **(m/s)**	**Velocidade de queda do sedimento** w_0 **(m/s)**	**Diâmetro da partícula** **d (mm)**	**Relação entre a vazão de sólidos em suspensão e a vazão total de sólidos** **Qss/Qst**
Jaguaré	0,206	0,051	0,35	0,70
Pirajussara	0,187	0,047	0,32	0,65
Dreno do Brooklin	0,145	0,036	0,27	0,45
Ponte baixa	0,249	0,062	0,41	0,30
Tamanduateí	0,148	0,037	0,29	0,45
Meninos	0,208	0,052	0,38	0,75
Aricanduva	0,210	0,052	0,38	0,95
Cabuçu de cima	0,220	0,055	0,40	1,00
Baquirivu	0,250	0,062	0,41	0,30
Itaquera	0,169	0,042	0,30	0,97

Fonte: Lloret Ramos, Helou e Brightetti. Dinâmica do transporte sólido nos rios Tietê e Pinheiros na região metropolitana de São Paulo, 1993

$v_{*=}$ velocidade de atrito correspondente à vazão modeladora
w_0= velocidade de queda do sedimento de diâmetro d.
Qss/Qst = é a razão entre os transportes em suspensão (leito e total).

Na continuação das pesquisas foram obtidas na Tabela (13.2) a proporção entre a capacidade de transporte do leito e o transporte sólido total em porcentagem.

Tabela 13.2 – Proporção entre a capacidade de transporte do leito e o transporte sólido total (valores em %)

Afluente	Engelund Hansen (%)	Ackers White (%)	Brownlie (%)	Graí Acaroglu (%)	Média (%)
Jaguaré	29,2	24,7	53,5	85,4	45,6
Pirajussara	7,2	19,4	47,4	4,0	19,1
Dreno de Brooklin	0,9	4,4	10,7	3,0	4,6
Ponte Baixa	2,8	0,0	15,5	39,5	13,6
Tamanduateí	7,7	47,6	75,4	2,7	33,2
Meninos	2,9	5,8	18,3	5,2	7,4
Aricanduva	1,0	2,5	5,4	3,7	2,6
Cabuçu de Cima	10,4	38,9	43,8	33,0	26,4
Baquirivu	0,7	0,0	0,9	3,5	1,2
Itaquera	1,4	4,2	4,6	3,4	2,9

Fonte: Lloret Ramos, Helou e Brightetti. Dinâmica do transporte sólido nos rios Tietê e Pinheiros na região metropolitana de São Paulo, 1993

Conforme o trabalho apresentado em 1993 por Carlos Lloret Ramos, Gisela Coelho Nascimento Helou e Luiz Eduardo de Souza Ikeda p. 252 nos Anais 5 do X Simpósio Brasileiro de Recursos Hidricos-Gramado-RS temos:

A equação de análise de transporte sólido é:

$$Qss = \alpha_1 \cdot Q^{\beta 1} \qquad \textbf{(Equação 13.1)}$$

onde:
Qss= vazão sólida em suspensão (kg/s)
Q= vazão líquida em m^3/s
α_1 e β_1 são coeficiente de regressão

A fórmula também pode ser escrita em forma de concentração:

$$C = \alpha_2 . q^{\beta_2} \qquad \textbf{(Equação 13.2)}$$

onde:
C= concentração de sólidos (mg/l)
q = vazão especifica ($m^3/s. km^2$)
==α_2 e β_2 são coeficientes de regressão.

Pesquisas feitas pelos autores citados acima, resultaram nas Tabelas (13.3) e Tabela (13.4) sendo a Tabela (13.3) dos coeficientes das curvas de regressão das equações de transporte sólido e a Tabela (13.4) de granulometria dos sedimentos transportados nos afluentes.

Tabela 13.3 – Coeficientes das curvas de regressão das equações de transporte sólido

Curso d'água	α_1	β_1	α_2	β_2
Jaguaré	0,020	2,88	235	1,70
Pirajussara	0,080	2,00	5012	0,90
Dreno do Brooklin	0,407	2,34	3548	1,34
Ponte Baixa	0,690	1,39	4467	0,54
Tamanduateí	0,089	1,90	708	0,90
Meninos	0,126	1,87	6918	0,85
Aricanduva	0,178	2,22	17318	1,28
Cabuçu de Cima	0,125	2,00	13804	1,00
Baquirivu	0,269	1,82	17378	0,82
Itaquera	1,120	1,74	19553	0,73

Fonte: Lloret Ramos, Helou e Ikeda. Campanhas Hidrosedimentométicas na região metropolitana de São Paulo, 1993

Para os rios Aricanduva e Cabuçu de Cima chegaram-se as seguintes conclusões:

Aricanduva $q = 1{,}43\ m^3/s\ .\ km^2$

Cabuçu de Cima $q = 0{,}56\ m^3/s\ .\ km^2$

Com os dados acima foi feita a Tabela (13.5) referente as contribuições anuais dos afluentes monitorados.

Tabela 13.4 – Granulometria dos sedimentos transportados nos afluentes

Curso d'água	Fundo		Suspensão	
	d_{50} (mm)	Desvio padrão σ	d_{50} (mm)	Desvio padrão σ
Jaguaré	0,704	2,68	0,077	2,12
Pirajussara	0,707	2,50	0,146	2,46
Água espraiada	0,95	1,50	0,054	8,51
Ponte Baixa	2,92	3,98	0,037	8,51
Tamanduateí	0,81	3,07	0,058	20,8
Meninos	0,56	1,63	0,131	2,18
Aricanduva	0,415	2,52	0,062	1,29
Cabuçu de Cima	0,247	1,75	0,075	4,22
Baquirivu	3,30	4,54	0,037	2,04
Itaquera	0,24	1,63	0,076	1,72

Fonte: Lloret Ramos, Helou e Ikeda. Campanhas Hidrosedimentométicas na região metropolitana de São Paulo, 1993

Tabela 13.5 – Contribuições anuais dos afluentes monitorados

Curso d'água	Área da bacia A (km^2)	Vazão líquida ou vazão modeladora Q (m^3/s)	Concentração sólida C (mg/L)	Vazão sólida total Qs (kg/s)	Descarga sólida anual Va (m^3)	Relação da descarga sólida com a área da bacia Va /A (m^3/km^2)_
Jaguaré	15,9	22,74	430	10	9700	609
Pirajussara	70,9	101,4	6900	700	691000	9750
Dreno do Brooklin	28,1	40,2	5700	230	227100	8075
Ponte Baixa	6,9	9,8	5420	55	526000	7640
Tamanduateí	90,0	129,0	980	130	124200	1400
Meninos	104,5	149,4	9380	1400	1381000	13300
Aricanduva	69,0	98,7	27470	2700	2671000	38700
Cabuçu de Cima	110,1	61,7	7730	480	586000	5300
Baquirivu	163,7	91,7	10800	1000	1216500	7500
Itaquera	48,42	69,2	25900	1800	1767800	36500

Fonte: Lloret Ramos, Helou e Ikeda. Campanhas Hidrosedimentométicas na região metropolitana de São Paulo, 1993

A conclusão dos estudos é válida para a região do Alto Tietê a qual se chegou a média da contribuição específica de 8570 m^3/ano.km^2.

Exemplo 13.3 Aplicação prática no ribeirão dos Meninos (afluente do rio Tamanduateí)

A nosso ver a melhor maneira para o perfeito entendimento sobre os problemas de sedimentos, é mostrar um caso real, como por exemplo, o dimensionamento de vários piscinões no ribeirão dos Meninos afluente do rio Tamanduateí localizado na RMSP.

O exemplo prático, ilustrará as *pesquisas* bem elaboradas pela Fundação Centro Tecnológica (FCTH) e aplicação da mesma pelo DAEE de São Paulo.

Quanto ao aspecto sedimentométrico quantitativo propriamente dito, levantamentos e estudos efetuados pela FCTH nos períodos de cheia em 1990/1991 e 1991/1992 avaliaram para o ribeirão dos Meninos uma **descarga sólida anual** de 1.381.000m^3.

Este valor foi obtido através de estimativas, tomando-se por base a similaridade existente entre este rio e outros com as mesmas características geomorfológicas básicas e nos quais foram feitas amostragens abrangendo séries históricas (DAEE, 1999) e que se encontra na "Tabela (13.5) -Contribuições anuais dos afluentes monitorados" que é chamado de **Va.**

Este quantitativo, que se refere a carga sólida total transportada pelo rio constitui-se, na realidade, na soma de 2 parcelas de sedimentos: a primeira, denominada "**carga de lavagem**", a qual geralmente não é encontrada nos leitos dos rios, por ser muito fina, sendo assim carreada predominantemente, em decorrência da energia atuante, em suspensão, e a segunda, a chamada "**carga sólida total do leito**", que se refere aos sedimentos que constituem os fundos dos talvegues.

Quando da passagem de ondas de cheia, porções desta última parcela poderão também vir a ser mobilizadas por suspensão, enquanto outras porções se movimentarão exclusivamente pelo fundo (por rolamento, arraste ou saltitação) (DAEE,1999).

No caso do rio Aricanduva, com base em parâmetros da energia hidráulica atuante para o transporte sólido, os referidos estudos avaliaram em 0,75 a proporção entre o transporte sólido em suspensão e o total (*Tabela 13.1 – Diâmetro limite para carga de lavagem e proporção entre os transporte sólido em suspensão e total do material do leito*), o que significa haver uma predominância (75%) do transporte sólido em suspensão sobre o transporte sólido total, do qual portanto apenas 25 % seria transportada pelo fundo (cerca de 350.000m^3/ano).

Como parte desta carga sólida é também possível de ser transportada em suspensão, avaliou-se nos trabalhos mencionados que apenas cerca de 7% (*Tabela 13.2 – Proporção entre a capacidade de transporte do leito e o transporte sólido total* (valores em %) desta última carga sólida irá ser transportada exclusivamente pelo fundo (em torno de 25.000m^3/ano); esta, portanto, seria a parcela que efetivamente iria contribuir para os processos de assoreamento do leito tanto do próprio ribeirão dos Meninos, como do rio Tamanduateí e até mesmo do rio Tietê.

Os estudos referidos determinaram também que o material do leito constitui-se, granulometricamente, por sedimentos com d_{50} =0,56mm para o leito e d_{50} =0,131mm para o material em suspensão.

Granulometricamente o material do leito constitui-se de areias 'finas' e 'médias'.

A observação visual do material constituinte dos depósitos de assoreamento indica uma predominância de sedimentos finos não podendo deixar de se mencionar a ocorrência local, de materiais mais grosseiros, como cascalhos e até mesmo blocos (classes de materiais de dimensões centimétricas).

Tendo em vista tais evidências, recomenda-se que os reservatórios de detenção a serem projetados disponham de dispositivos que dificultem a entrada dos sedimentos de fundo

e do lixo, mas que permitam o encaminhamento para o seu interior dos sedimentos em suspensão carreados pelo rio, principalmente nas primeiras enxurradas.

A carga sedimentar em suspensão poderá vir a ser captada nos reservatórios mas, em função do pequeno período de residência, dificilmente se depositará nestas áreas, devendo uma grande parcela desta carga sedimentar ser carreada ainda em suspensão para o curso do rio a jusante, e ser assim transportada para o rio Tietê.

13.4 Lei de Stokes

Quando uma partícula sólida cai dentro de um líquido segue o que se chama da Lei de *Stokes*, que assume o seguinte:

(1) as partículas não são influenciadas por outras partículas ou pela parede dos canais e reservatórios;
(2) as partículas são esféricas
(3) a viscosidade da água e a gravidade específica do solo são exatamente conhecidas.

Mesmo não obedecendo as duas primeiras precisamente, é usado a Lei de Stokes, que também deve ser aplicada a esferas que tenham diâmetro entre 0,0002mm e 0,2mm (*McCuen*,1998).

A velocidade (uniforme) da queda de esferas ou seja a velocidade de deposição (velocidade de queda) da *Lei de Stokes* é a seguinte:

$$\mathbf{V = [\, D^2 \, (\gamma s - \gamma)\,] \,/\, 18 \,.\, \mu} \qquad \textbf{(Equação 13.3)}$$

sendo
V= velocidade de deposição (m/s);
D= diâmetro equivalente da esfera (partícula)
γ = peso específico da água a 20º C = 9792,34 N/m^3 (Lencastre,1983 p. 434)
$\gamma s / \gamma$ = 2,65 (densidade relativa do quartzo em relação a água)
γs= peso específico da partícula do sólido (quartzo)= 25949,701N/m^3
μ= viscosidade dinâmica da água a 20º C = 0,00101 N. s /m^2 (Lencastre,1983)
ρ = massa específica a 20º C = 998,2 kg/m^3 (Lencastre,1983)
ν = viscosidade cinemática da água a 20º C= 0,00000101 m^2/s (Lencastre,1983)

O diâmetro equivalente D da partícula é o diâmetro da esfera que se sedimenta com velocidade igual à da partícula.

Para maiores informações sobre a Lei de *Stokes*, verificar (*McCuen*,1998 p.758) e (Quintela, 1981 p.173).

A fórmula apresentada acima de Lei de *Stokes* é aproximada e vale somente para baixos números de *Reynolds* e no caso deve ser menor que 5 (cinco). (*McCuen,1998)* também admitiu que o diâmetro das esferas devem estar entre 0,0002mm e 0,2mm. Tudo isto é perfeitamente compreensível quando se examina os dados experimentais obtidos por *Rouse* em 1937 e apresentado por (Quintela, 1981).

(Quintela,1981) mostra que para número de *Reynolds* menor que 0,1 é válida a lei Stokes da seguinte maneira:

$$\mathbf{R = V \,.\, D \,/\, \nu \;<\; 0{,}1} \qquad \textbf{(Equação 13.4)}$$

$$V = [\, g . D^2 (\gamma s - \gamma) \,] / 18 . \mu . \gamma \qquad \textbf{(Equação 13.5)}$$

Observar que no numerador aparece g e no denominador γ.

(Quintela,1981 p.173) diz que para R=0,1 e temperatura da água a 20º C corresponde ao diâmetro de 0,05mm e velocidade uniforme de queda das esferas ou seja a velocidade de deposição V=2mm/s.

13.5 Granulometria dos sedimentos

A densidade do sedimento depende da sua composição mineralógica. Por outro lado, uma grande quantidade de estudos demonstra haver uma estreita relação entre a dimensão do sedimento e sua composição mineral (Lloret, 1984). Assim sendo, os materiais mais grosseiros são constituídos de materiais mais resistentes aos desgastes mecânicos, como o quartzo. À medida que a granulometria diminui há uma redução da quantidade de quartzo e um aumento na quantidade de materiais menos resistentes, como a caulinita. De maneira geral, a composição mineralógica das areias dos cursos de água encontradas na natureza, tem um predomínio de quartzo, com peso especifico muito pouco variável, entre 2600kg/m^3 e 2700kg/m^3. Na prática adotam-se os seguintes valores para os cursos de água naturais (Lloret, 1984):

γ s = 2.650kg/m^3 (peso especifico seco)

γ‘s = 1650 kg/m^3 (peso especifico submerso)

Para o reconhecimento do tamanho dos grãos de um solo, realiza-se a análise granulométrica, que consiste, em geral, de duas fases: peneiramento e sedimentação (Souza Pinto, 2000).

O peso do material que passa em cada peneira, referido ao peso seco da amostra, é considerado como a “porcentagem que passa” representado graficamente em função da abertura da peneira, esta em escala logarítmica (Souza Pinto, 2000). A abertura nominal da peneira é considerada como o “diâmetro” das partículas. Trata-se, evidentemente de um “diâmetro equivalente”, pois as partículas não são esféricas.

A análise por peneiramento tem como limitação a abertura da malha das peneiras, que não pode ser tão pequena quanto o diâmetro de interesse. A menor peneira costumeiramente empregada é a de n.º 200, cuja abertura é de 0,075mm. Existem peneiras mais finas para estudos especiais, mas são pouco resistentes e por isso não são usadas rotineiramente (Souza Pinto,2000).

Quando há interesse no conhecimento de distribuição granulométrica da porção mais fina dos solos, emprega-se a técnica da sedimentação, que se baseia na Lei de Stokes.

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) adota para classificação das partículas a Tabela (13.6).

Tabela 13.6- Limite das frações de solo pelo tamanho dos grãos

Fração	**Limites definidos pela norma da ABNT**
Matacão	de 25cm a 1m
Pedra	de 7,6cm a 25cm
Pedregulho	de 4,8mm a 7,6cm
Areia grossa	de 2mm a 4,8mm
Areia média	de 0,42mm a 2mm
Areia fina	de 0,05mm a 0,42mm
Silte	de 0,005mm a 0,05mm
Argila	inferior a 0,005mm

Fonte: Souza Pinto,2000 p. 4

(Souza Pinto, 2000) diz que na prática diferentemente da norma da ABNT a separação entre areia e silte é tomada como 0,075mm, devido a peneira n.º 200, que é a mais fina usada em laboratórios. Considera-se argila quando o diâmetro das partículas é menor que 0,002mm.

Argila: $d < 0{,}002$mm (Souza Pinto, 2000)
Silte $0{,}002\text{mm} \leq d \leq 0{,}075$mm (Souza Pinto, 2000)
Areia $0{,}075 \leq d \leq 2$mm (Souza Pinto, 2000)

As partículas podem ser classificadas com base no diâmetro médio da mesma em milímetros (McCuen,1998).

Argila: $d < 0{,}002$mm (McCuen,1998).
Silte $0{,}002\text{mm} \leq d \leq 0{,}02$mm (McCuen,1998).
Areia $0{,}02 \leq d \leq 2$mm (McCuen,1998).

Conforme o *U.S. System for Texture Designations* citado por McCuen,1998 p. 115, os limites dos diâmetros estão na Tabela (13.7).

Tabela 13.7- Tamanho das partículas conforme o tipo de solo

Tipo de solo	**Diâmetro das partículas (mm)**
Areia muito grossa	1,0 a 2,00
Areia grossa	0,50 a 1,00
Areia media	0,25 a 0,50
Areia fina	0,10 a 0,25
Areia muito fina	0,05 a 0,10
Silte	0,002 a 0,05
Argila	Abaixo de 0,002

Fonte: McCuen,1998, p. 115

A composição dos sedimentos constituintes do fundo é, geralmente, caracterizada pela curva granulométrica, que exprime, uma função de uma dimensão dos sedimentos designada por diâmetro, a porcentagem, em peso, dos sedimentos que numa dada amostra apresentam dimensões inferiores àquela (Quintela,1981 p.374).

Assim d_{50} representa o diâmetro dos sedimentos para o qual os elementos com diâmetro inferiores perfazem 50% do peso da amostra.

A Tabela (13.4) apresenta a granulometria de vários córregos e rios da região do Alto Tietê em São Paulo. Na Tabela (13.8) estão o diâmetro d_{50} o respectivo desvio padrão, tanto para os materiais do fundo e dos materiais em suspensão. O que nos interessa para a sedimentação em reservatórios de detenção é a granulometria dos materiais em suspensão.

Tabela 13.8- Granulometria de diversos cursos d'água do Alto Tietê -São Paulo

Curso d'água	Granulometria dos sedimentos em suspensão d_{50} (mm)
Jaguaré	0,077
Pirajussara	0,146
Água espraiada	0,054
Ponte Baixa	0,037
Tamanduateí	0,058
Meninos	0,131
Aricanduva	0,062
Cabuçu de Cima	0,075
Baquirivu	0,037
Itaquera	0,076

Fonte: Lloret Ramos, Helou e Ikeda. Campanhas Hidrosedimentométicas na região metropolitana de São Paulo, 1993

Observar que todos os valores de d_{50} da Tabela (13.8) estão compreendidos entre a faixa dos diâmetros das esferas citados por (McCuen,1998), que é $0{,}0002mm \leq d_{50} \leq 0{,}02mm$ e portanto, pode ser aplicada a Lei de Stokes, devendo somente ser verificado que o número de Reynolds deve ser menor que 5, pelas aproximações feitas por (McCuen,1998).

Exemplo 13.4- Verificação de sedimentação em um reservatório

Um reservatório de detenção para controle de inundações tem um volume de $74.000m^3$, é enterrado na forma de um paralelepípedo com 178,00m de comprimento, 77,00m de largura e profundidade útil de 5,50m. A partícula sólida tem diâmetro de 0,075mm conforme pesquisas efetuadas na região. A vazão de projeto de saída do reservatório é de $13{,}00m^3/s$.

O tempo de deslocamento T_t da água dentro do reservatório é aproximadamente o volume do reservatório V_0 dividido pela vazão de saída Q.

$T_t = V_0/Q = 74000m^3 / 13{,}00m^3/s = 5692\ s = 1{,}58\ h$

A velocidade média da água através do reservatório é a vazão $Q=13{,}00m^3/s$ dividido pelo produto da largura media W=77,00m e a profundidade média H=5,60m.

$V= Q/ (W . H) = 13{,}00 / (77{,}00 . 5{,}60) = 0{,}030m/s$

Considerando que a partícula do sólido tenha d_{50} =0,075mm ou seja uma areia muito fina, comum em São Paulo no Rio Cabuçu de Cima , que limita o município de São Paulo com o município de Guarulhos.

Vamos calcular o número de Reynolds

$R= V. D/ \nu = 0{,}030m/s . (0{,}075mm/1000) / 0{,}00000101\ N. s/m^2 = 2{,}24 < 5$

Portanto o número de Reynolds =2,24 que é menor que 5 e portanto, aplica-se a Lei de Stokes, conforme (McCuen, 1998 p.799).

A velocidade (uniforme) de deposição das esferas segundo a Lei de Stoke é:

$$\mathbf{V} = [\, D^2 \,(\gamma s - \gamma)\,] / 18 \,.\, \mu$$

$$V = [(0{,}075/1000)^2\,(25949{,}701 - 9792{,}34)]/\,18\,.0{,}00101 = 0{,}004999183 m/s$$

No comprimento de 177m a partícula sólida se decantará a partir de:
Profundidade limite = tempo de deslocamento pelo reservatório . velocidade de deposição
Profundidade limite= 5692 s . 0,00499183m/s = 28,46m

Portanto, a eficiência será de 100%, pois tudo será depositado;

Exemplo 13.5- Verificação de sedimentação em um reservatório (McCuen,1998 p.799)

Um reservatório de detenção para controle de inundações tem um volume de 3679m^3, é enterrado na forma de um paralelepípedo com 114,38m de comprimento, 30,5m de largura e profundidade útil de 1,07m. A partícula sólida tem diâmetro de 0,00001525m (0,01525mm) conforme pesquisas efetuadas na região. A vazão de projeto de saída do reservatório é de 0,91 m^3/s.

O tempo de deslocamento T_t da água dentro do reservatório é aproximadamente o volume do reservatório V_0 dividido pela vazão de saída Q.

$$T_t = V_0/Q = 3679\ m^3/\ 0{,}91\ m^3/s = 4043\ s = 1{,}12h$$

A velocidade média da água através do reservatório é a vazão Q=0,91 m^3/s dividido pelo produto da largura média W=30,5m e a profundidade média H=1,07m.

$$V = Q/\,(W\,.\,H) = 0{,}91/\,(30{,}5\,.\,1{,}07) = 0{,}028\ m/s$$

Considerando que a partícula do sólido tenha d_{50} =0,01525mm ou seja uma areia muito fina.

Vamos calcular o número de *Reynolds* desprezando a componente vertical da velocidade.

$$R = V.\,D/\,\nu = 0{,}028 m/s\,.\,(0{,}01525mm/1000)\,/\,0{,}00000101\ N.\,s/m^2 = 0{,}42 < 5$$

Portanto o número de Reynolds =0,42 que é menor que 5 e portanto, aplica-se a Lei de Stoke.

A velocidade (uniforme) de deposição das esferas segundo a Lei de Stokes é:

$$V = [D^2\,(\gamma s - \gamma)]/\,18\,.\mu$$

$$V = [(0{,}01525/1000)^2\,(25949{,}701 - 9792{,}34)]/\,18\,.0{,}00101 = 0{,}000206688 m/s$$

No comprimento de 114,38m a partícula sólida se decantará a partir de:

Profundidade limite = tempo de deslocamento pelo reservatório . velocidade de deposição

Profundidade limite = 4043s . 0,000206688m/s = 0,84m

Portanto, a deposição será feita somente a partir de 0,84m de profundidade. Como o reservatório tem somente 1,07m de profundidade

A eficiência do reservatório será: 0,84m / 1,07m = 0,7809= 78,09%

Portanto 78,09% da água não será depositado. Somente será depositado no reservatório a diferença 100-78,09= 21,91%.

13.6 Estimativa do tempo de esvaziamento de um reservatório (McCuen,1988 *in* Tucci,1995)

A estimativa do tempo de detenção de um reservatório é dado pela seguinte fórmula:

$$\mathbf{T_d = 0{,}2112 \,.\, K^{-1{,}284} \,.\, (Vs / Vr)^{0{,}4421} \,.\, (q_0 / qi)^{-0{,}8963}} \qquad \textbf{(Equação 13.6)}$$

Onde:
T_d = é o tempo de detenção em (h);
Vs= volume do reservatório em (m^3);
qi = vazão de pico da hidrógrafa de entrada (m^3/s)
q_0= vazão de pico da hidrógrafa de saída (m^3/s);
K= proporção do volume do trecho de subida da hidrógrafa de entrada. K varia de 0 a 1.
Vr= volume da hidrógrafa de saída (m^3).

Exemplo 13.3- Estimativa do tempo de esvaziamento de um reservatório de detenção conforme (McCuen,1988 in Tucci,1995)

Seja um reservatório de detenção com volume de 74.000m^3. A vazão máxima de saida do reservatório é de 13m^3/s e a vazão máxima da hidrógrafa de entrada, obtida pelo Método Santa Barbara é de 42,3m^3/s.

O valor de K é a proporção entre o volume do trecho de subida do hidrograma de entrada com relação ao volume total.

Usando-se os intervalos de tempo em que foi feita a hidrógrafa de entrada obtém-se a vazão total de 141.714,4m^3 e pelo mesmo procedimento calculamos o volume até o pico de 42,3m^3/s o obteremos o valor de 53.039,71m^3.

O valor de k será divisão de 53.039,71 por valor total de 141.714,4 m^3 e será igual a 0,374272.

Vs= 74.000m^3
qi = 42,3m^3/s
q_0= 13,0m^3/s
K= 53039,71 m^3/141.714,4 m^3 = 0,374272
Vr= 141.714,4 m^3

Aplicando-se a fórmula de (McCuen,1988) teremos:

$$T_d = 0{,}2112 \,.\, K^{-1{,}284} \,.\, (Vs / Vr)^{0{,}4421} \,.\, (q_0 / qi)^{-0{,}8963}$$

$$T_d = 0{,}2112 \,.\, 0{,}374272^{-1{,}284} \,.\, (74000 / 141.714{,}44)^{0{,}4421} \,.\, (13{,}0 / 42{,}3)^{-0{,}8963}$$

$$T_d = 1{,}6h$$

Portanto o tempo em que as águas de chuvas ficam detidas no reservatório é de 1,6h, o que é um tempo muito pequeno.

19.7 Reserva de sedimentação em um reservatório de detenção

13.7.1. Illinois, USA

No estado de Illinois nos Estados Unidos para o reservatórios de detenção secos, deve ser reservado para sedimentação no *mínimo 35,4m^3/ha da área impermeável*.

Exemplo 13.4

Seja uma bacia com 222ha, sendo que a área impermeável é de 55%. Calcular o volume que deve ser reservado para sedimentação.

Usando a taxa de 35,4m^3/ha da área impermeável temos:

$$222ha \times 0{,}55 \times 35{,}4\ m^3/ha = 4.322m^3$$

Portanto, deverá ser reservado para sedimentação 4.322m^3, que deverá ser acrescido do volume necessário para detenção conforme os cálculos hidrológicos e hidráulicos.

13.7.2 Estado de Carolina do Norte, USA

No estado da Carolina do Norte nos Estados Unidos foram pesquisados 20 reservatórios de detenção construídos para controle de enchentes. A maioria dos reservatórios tem de 32anos a 45anos (data base de fevereiro de 1998).

A vida útil dos reservatórios estimado foi de 50anos. O acúmulo de sedimentos finos granulares verificado foi de 6,5ton/ha/ano.

Considerando o peso especifico aparente de 1185 kg/m^3 para sedimentos finos com diâmetro médio de 0,05mm (Lloret,1984 p.30), transformamos 6,5ton/ha/ano em 5,49m^3/ha/ano.

Portanto, deverá ser reservado para depósito de sedimentos em reservatórios de detenção, na Carolina do Norte, cerca de *5,49m^3/ha/ano.*

Exemplo 13.5

Calcular o volume de reserva para sedimentação para dois anos de funcionamento do reservatório de detenção de 74.000m^3 com área de drenagem de 222ha.

Teremos:

222ha x 5,49m^3/ha/ano x 2 anos =2.438m^3

Portanto, deverá ser acrescido ao volume do reservatório de detenção de 74000m^3 mais 2438m^3 para ser feito a limpeza mecânica, manual ou dragagem após 2 anos de funcionamento.

13.7.3 Resíduos sólidos

Na região metropolitana de São Paulo (RMSP) o lixo estimado é de *1kg/pessoa/dia*.

O grande problema são as subhabitações. Com o sistema deficiente de coleta de lixo, os moradores que moram a beira dos rios, córregos e fundos de vales, lançam os resíduos sólidos aos mesmos, sendo que estes são encaminhados aos rios contribuindo enormemente para o assoreamento. Para piorar os entulhos são também muitas vezes levados pela água e muitas vezes lançados nos cursos d'água.

Considerando que as cidades da RMSP têm em *média 13% de subhabitações* e considerando 100hab/ha, podemos ver a enorme área ocupada pelas mesmas.

Vamos supor que uma área de 5ha de subhabitações jogam o seu lixo no córrego próximo. Teremos: 5ha x 100hab/ha = 500hab
500hab x 1 kg/hab = 500kg/dia = 0,5ton/dia

Durante um ano teremos: 0,5ton/dia x 365dias = 183ton/ano o que dará o *índice de 37ton de lixo/ano/ha.*

A solução é através de *medidas não estruturais* visando a coleta dos resíduos sólidos juntamente com um programa de educação ambiental.

A média de coleta de lixo nas cidades de Diadema, Santo André, São Bernardo, São Caetano e bairro do Ipiranga e bairro do Jabaquara em São Paulo é de 98,18% ou seja o restante 1,82% não é coletado.

Em uma área de 222ha, por exemplo, com 100hab/ha teremos 22.200hab. Como não é coletado 1,82% isto é, 404hab e sendo de 1kg/hab/dia teremos 147 toneladas de lixo por ano. Isto sem considerar as subhabitações.

Portanto a contribuição média anual de resíduos sólidos em local sem subhabitações é de 0,7ton/ha/ano.

13.8 Conclusão

O tempo de esvaziamento de um reservatório de detenção em média é menor que 6h (Tucci,1995), não havendo portanto grandes problemas de sedimentação.

Há necessidade de estudar o transporte de sedimentos e de lixo.

Deverá ser previsto a manutenção manual ou com equipamentos para o caso de retirada de materiais depositados e de lixo que é jogado pelas moradores das subhabitações.

Capítulo 14

Método SCS TR-55

O importante não é só ensinar e sim educar
Prof. dr. Kokei Uehara

SUMÁRIO

Ordem	Assunto
14.1	Introdução
14.2	SCS TR-55
14.3	Método SCS do TR-55 para dimensionamento preliminar de reserv. de detenção
14.4	Tempo de concentração usando o tempo de retardamento do Método de Denver (versão de 1982)
14.5	Bacia dividida em diversas sub-bacias
14.6	Escoamento superficial pelo método SCS TR-55

Capítulo 14 –Método SCS TR-55

14.1 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 destinada a pequenas bacias urbanas (até 250km^2) 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 através de método gráfico destinado a áreas urbanas e rurais.

Chin, 2000 apresentou o método gráfico que estava nas unidades inglesas, passando para unidades do sistema internacional (SI), bem como elaborou equações matemáticas que substituíram os gráficos usados no TR-55.

14.2 SCS TR-55

O método gráfico do SCS TR-55 é o seguinte.

$$Q_p = Q_u \,.\, A \,.\, Q. \; F_p \qquad \textbf{(Equação 14.1)}$$

Sendo:
Q_p = vazão de pico (m^3/s/cm / km^2)
Q_u = pico de descarga unitário (m^3/s)
A = área da bacia (km^2)
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 (14.1).

Tabela 14.1- 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 (14.2) em função do tempo de concentração tc em horas.

$$\log (Q_u) = C_0 + C_1 . \log tc + C_2 (\log tc)^2 - 2{,}366 \qquad \text{(Equação 14.2)}$$

Sendo:

C_0 ,C_1 e C_2 obtidos da Tabela (14.2)

tc = tempo de concentração (h), sendo que 0,1h $\leq$ tc $\leq$ 10h

Tabela 14.2- 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 Capitulo 2 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.

O valor de Ia = 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 :

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

O valor de P para o caso do método SCS TR-55 é para uma chuva de 24horas.

Na Tabela (14.2) para valores de Ia/P < 0,10 deverá ser usado o valor Ia/P=0,10 e para valores de Ia/P >0,50 deverá ser usado Ia/P =0,50. O TR-55,1986 diz que para valores de Ia/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 ± 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 tc.

O TR-55 aconselha outro método caso se queira a hidrógrafa.

Exemplo 14.1

Seja uma bacia com 2,22km^2 com 0,2% de poças d'água e que o número da curva estimado CN=87. O tempo de concentração é de 15min = 0,25h e que a chuva de 24horas é o Tipo II e que a precipitação para período de retorno de 25anos 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 = 37,95mm

Como o valor P=123mm temos:

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

$$Q = \frac{(123 - 0{,}2.\ 37{,}95)^2}{(123 + 0{,}8.\ 37{,}95)} = 86{,}85mm = 8{,}69cm$$

Portanto, a chuva excedente é 8,69cm.

Como Ia= 0,2. S = 0,2 * 37,95 =7,59mm

Ia/P = 7,59mm/123mm = 0,06 < 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
tc=0,25h > 0,1h (hipótese de aplicação do método)

Substituindo os valores na Equação (14.2) temos:

$$\log(Q_u) = C_0 + C_1 . \log tc + C_2 (\log tc)^2 - 2{,}366$$

$$\log(Q_u) = 2{,}55323 - 0{,}61512 . \log 0{,}25 - 0{,}16403 (\log 0{,}25)^2 - 2{,}366$$

$$\log(Q_u) = 0{,}4981$$

e portanto Q_u = 3,1477 (m^3/s / cm / km^2)

Como admitimos 0,2% de poças d'água, da Tabela (14.1) obtemos F_p=0,97

Da Equação (14.1) do TR-55 temos:

$$Q_p = Q_u . A . Q. F_p$$

$$Q_p = 3{,}1477 . 2{,}22 . 8{,}69 . 0{,}97 = 58{,}9 m^3/s$$

Portanto, a estimativa de vazão de pico segundo o método gráfico do TR-55 é de 58,9m^3/s para Tr=25anos.

Observamos que para os mesmos dados aplicados ao reservatório de detenção do Pacaembu, obtivemos pelo método Santa Barbara a vazão de pico de 47,33m^3/s.

Exemplo 14.2

Caso real. Seja uma bacia com 9,95km^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 (município de Mairiporã) conforme Tabela (14.3).

Solução

Tabela 14.3- Ponte dos Fagundes, Mairiporã, São Paulo

Cota montante	Cota jusante	Comprimento	Declividade
(m)	(m)	(m)	(m/m)
1030	963	1000	0,06700
963	830	1100	0,12091
830	815	600	0,02500
815	800	900	0,01667
800	793	500	0,01400
793	765	950	0,02947
		Talvegue=5050m	0,05248m/m(declividade média do talvegue)
			tc=152,04min =2,53h

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 9,95km^2.

$$tc = 0{,}0136 \,.\, L^{0{,}8} \,.\, (1000 / CN - 9)^{0{,}7} \,.\, S^{-0{,}5}$$

Sendo L=5050m; declividade média S= 0,05248 m/m ; tc= 152,04min = 2,53h

Para CN=75 > 40 o armazenamento S será:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 = 84{,}67\text{mm}$$

Como o valor P=162,05mm

$$Q = \frac{(P - 0{,}2\,S)^2}{(P+0{,}8.S)} = 91{,}64mm = 9{,}164cm$$

Portanto, a chuva excedente é 9,164cm

Como Ia=0,2 . S = 0,2 . 84,67mm = 16,93mm

Ia / P = 16,93mm / 162,05mm = 0,10

Para a chuva Tipo II com Ia/P =0,1, conforme Tabela (14.2)

C_o = 2,55323
C_1 =-0,61512
C_2 = -0,16403
$\log (Q_u) = C_0 + C_1 . \log tc + C_2 (\log tc)^2 - 2{,}366$

$\log (Q_u) = 2{,}55323 - 0{,}61512 . \log (2{,}53) -0{,}16403 (\log 2{,}53)^2 - 2{,}366$

$\log (Q_u) = -0{,}0874$
Nota 1 ft^3/s / in/ $milha^2$= 0,0043 $m^3/s/Km^2/cm$

Q_u = 0,81777 $m^3/s/cm/km^2$

$Q_p = Q_u . A . Q . Fp$

Q_p = 0,81777 $m^3/s/cm/km^2$. 9,95km^2 . 9,16cm . 0,97 = 72,32m^3/s

Considerando a vazão de base de 3m^3/s teremos como vazão de pico de projeto de 75,32m^3/s.

14.3 Método SCS do TR-55 para dimensionamento preliminar de reservatório de detenção

McCuen,1998 p. 448 apresenta a Equação (14.3) que substitui o gráfico apresentado pelo TR-55.

$$\frac{\textbf{Volume do reservatório}}{\textbf{volume de runoff}} = C_0 + C_1 . \alpha + C_2 \alpha^2 + C_3 . \alpha^3 \qquad \textbf{(Equação 14.3)}$$

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;
$\alpha = Q_{antes}/Q_{depois}$

Sendo:
Q_{depois} = vazão de pico (m^3/s) depois do desenvolvimento calculado pelo TR-55;
Q_{antes}= 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 (14.3)

Tabela 14.4- 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

Akan, 1993 p. 155 também cita o método estimativo para dimensionamento de reservatório de detenção, o qual ele denomina de método SCS.

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 antes e depois do 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 superdimensiona o reservatório de detenção (capítulo 6-3, junho de 1986, *Urban Hydrology for Small Watersheds – TR-55*).

É importante observar que o método SCS para dimensionar o reservatório de detenção não cita o tipo de saída (orifício e vertedor) ou a quantidade dos mesmos (Mays,1999 p. 14.85).

Exemplo 14.3- Aplicação do TR-55 para dimensionamento preliminar de reservatório de detenção.

É o mesmo do piscinão do Pacaembu citado no Exemplo (14.1) com Tr=25anos.

Q_{antes} = 13 m^3/s (dado imposto no problema)
Q_{depois} = 58,9m^3/s (calculado pelo TR-55)

α = 13/58,9 = 0,22

Usando a Equação (14.3) e sendo a chuva escolhida Tipo II conforme Tabela (14.3) teremos os valores de C_0, C_1, C_2 e C_3.

$$\frac{\text{Volume do reservatório}}{\text{volume de runoff}} = C_0 + C_1 . \alpha + C_2 \alpha^2 + C_3 . \alpha^3$$

$$\frac{\text{Volume do reservatório}}{\text{volume de runoff}} = 0{,}682 - 1{,}43 . 0{,}22 + 1{,}64\ 0{,}22^2 - 0{,}804 .\ 0{,}22^3 = 0{,}44$$

Como no exercício anterior calculamos a chuva excedente do piscinão do Pacaembu obtivemos Q = 8,69cm.

Portanto o volume de runoff deverá ser obtido pela altura de chuva de 8,69cm multiplicado pela área da bacia de 2,22km^2.

Volume de runoff = (8,69cm/100) x 222ha x 10.000m^2 = 192.918m^3

Volume do reservatório = 0,44 x 192.918 = 84.884m^3

Portanto, usando o método de TR-55 achamos que o volume estimado do piscinão é de 84.884m^3. Na Tabela (12.14) deste livro Capitulo 12 temos onze métodos de cálculo para um dimensionamento preliminar de um piscinão.

14.4 Tempo de concentração usando o tempo de retardamento do Método de Denver (versão de 1982)

Estudos feitos pela Fundação Centro Tecnológica de Hidráulica de São Paulo que consta nas Diretrizes básicas para projetos de drenagem urbana no município de São Paulo, aconselham o uso da fórmula do distrito de drenagem urbana de Denver feita em 1969 na nova versão de 1982. As pesquisas originais de Denver mostra que foram estudadas áreas de 0,6km^2 a 187km^2 (FCTH, 1998 p.71).

O tempo de retardamento do hidrograma unitário medido no centro da chuva unitária até o pico do hidrograma em horas tp é dado pela Equação (14.4) conforme FCTH, 1998.

$$tp = 0{,}637 \cdot Ct \cdot [\, L \cdot Lcg / S^{0,5} \,]^{0,48} \qquad \textbf{Equação (14.4)}$$

sendo:

tp= tempo de retardamento em horas;
Ct= coeficiente que está relacionado com a impermeabilização da bacia
L= comprimento do talvegue desde as nascentes até a seção de controle em km
Lcg= comprimento que vai desde o centro de gravidade da bacia até a seção de controle acompanhando o talvegue em km.

O valor da fração impermeável fornece o coeficiente Ct conforme Tabela (14.5) adaptada:

Tabela 14.5- Coeficiente Ct em função da fração impermeável

Fração impermeável	Coeficiente Ct
0,00	0,160
0,10	0,125
0,20	0,110
0,30	0,100
0,40	0,090
0,50	0,088
0,60	0,085
0,70	0,080
0,80	0,078
0,90	0,075
1,00	0,070

Nota: adaptado de gráfico do método de Denver 1982.

O valor da declividade S é fornecido em m/m de acordo com a Equação (14.4) conforme FCTH, 1998.

$$S= [(L_1 . S_1^{0,24} + L_2 . S_2^{0,24} +...) / (L_1 + L_2 + ...)]^{4,17} \qquad \textbf{(Equação 14.5)}$$

$$tc = tp/0,6 \qquad \textbf{(Equação 14.6)}$$

Exemplo 14.4- Determinar o tempo de retardo usando o método de Denver versão de 1982 para área de drenagem de 17,2km^2, comprimento de talvegue de 9,7km, comprimento até o centro de gravidade Lcg de 4,85km e declividade média (S) de 0,47% (0,0047m/m). A fração impermeável é 0,50. O número da curva CN=85 e a chuva de 24h para período de retorno de 50anos é de 137,6mm.

Verificando a Tabela (14.5) entrando com fração impermeável de 0,50 achamos Ct=0,088.

Usando a Equação (14.4) temos:

$$tp = 0,637 . Ct . [L . Lcg / S^{0,5}]^{0,48}$$

$$tp = 0,637 . 0,088 . [9,7 . 4,85 / 0,0047^{0,5}]^{0,48}$$

tp=1,29h

Considerando que no método do SCS tp=0,6. tc então o valor de tc = tp / 0,6 (Equação 14.6)

Portanto, tc= tp / 0,6 = 1,29h / 0,60= **2,15h = tc**

Observação:

Conforme observou Palos em seu trabalho apresentado XII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos apresentado em Vitória, Espírito Santo em 1997, o valor de tempo de concentração calculado pelo método de Denver versão de 1982 é de 2,15h fica muito grande comparado daquele obtido pelo método cinemático que foi de 1,23h.

Isto vem comprovar que o método cinemático para achar o tempo de concentração é sempre o mais adequado que qualquer outro método.

Exemplo 14.5- Determinar a vazão de pico usando o TR-55 do SCS. O tempo de retardo é de 2,15h calculado pelo método de Denver versão de 1982.

A área de drenagem é de 17,2km^2, comprimento de talvegue de 9,7km, comprimento até o centro de gravidade Lcg de 4,85km e declividade média (S) de 0,47% (0,0047m/m).

A fração impermeável é 0,50.

O número da curva CN=85 e a chuva de 24h para período de retorno de 50anos é de 137,6mm.

Primeiramente vamos corrigir o valor de CN levando em consideração da fração f=0,50 da área impermeabilizada conforme Capítulo 7 deste livro.

$$CN= CNp (1- f) + f . 98 = 85 . (1 – 0,50) + 0,50 . 98 = 42,5 + 49 = 91,5$$

Para CN=91,5 > 40 o armazenamento S será:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 = 23{,}6mm$$

P=137,6mm (24h, Martinez e Magni, 1999, Tr=50anos)

$$Q = \frac{(P - 0{,}2\,S)^2}{(P+0{,}8.S)} = 112{,}8mm = 11{,}28cm \text{ (Chuva excedente)}$$

Portanto, a chuva excedente é 11,28cm

Como Ia=0,2 . S = 0,2 . 23,6mm = 9,72mm

Ia / P = 9,72mm / 137,6mm = 0,04

Para a chuva Tipo II com Ia/P =0,04 tomamos o valor Ia/P=0,10, conforme Tabela (14.2)

C_o = 2,55323
C_1 =-0,61512
C_2 = -0,16403

$$\log (Q_u) = C_0 + C_1 . \log tc + C_2 (\log tc)^2 - 2{,}366$$

$$\log (Q_u) = 2{,}55323 - 0{,}61512 . \log (2{,}15) - 0{,}16403 (\log 2{,}15)^2 - 2{,}366$$

$$\log (Q_u) = -0{,}03539$$

$$Q_u = 0{,}92\ m^3/s/cm/km^2$$

$$Q_p = Q_u .\ A .\ Q.\ Fp$$

$$Q_p = 0{,}92\ m^3/s/cm/km^2 .\ 17{,}2km^2 .\ 11{,}28cm\ .\ 0{,}97 = \mathbf{174m^3/s}$$

Considerando a vazão de base de $3m^3/s$ teremos como vazão de pico de projeto de $177m^3/s$.

Observação:

Caso usássemos tc=1,23h obtido pelo método cinemático obteríamos **Qp=254m^3/s** que seria o valor mais próximo da realidade. É sempre aconselhável usar o tempo de concentração baseado no método cinemático.

14.5 Bacia dividida em diversas sub-bacias

O método SCS TR-55 apresenta um modelo simples e prático para calcular uma bacia que está subdividida em diversas sub-bacias com objetivo de se obter o hidrograma e a vazão de pico.

As variáveis básicas usadas são o tempo de concentração de cada área e o tempo de transito para cada área até a seção de controle.

Pela Internet no *site* do USDA (*United States Department of Agriculture*) pode gratuitamente ser baixado *download* do TR-55. Existe 41 páginas tabuladas com as chuvas típicas dos Estados Unidos do Tipo I, IA, II e III para facilitar a montagem do hidrograma.

Akan, 1993 na p. 97 explica o mesmo exemplo do TR-55 para o uso de bacia dividida em diversas sub-bacias.

14.6 Escoamento superficial pelo método SCS TR-55

Para o escoamento superficial em florestas, gramas, asfaltos etc o TR-55 apresenta o tempo de transito "t" o qual adaptado para as unidades SI é o seguinte:

$$t = [\,5{,}52\,.\,(n\,.\,L)^{0{,}8}\,]\;/\;[(P_2)^{0{,}5}\;.\;S^{0{,}4}] \qquad \textbf{(Equação 14.7)}$$

Sendo:

t= tempo de trânsito do escoamento superficial (min);
n= coeficiente de rugosidade de Manning obtido na Tabela (5.1) de McCuen no Capitulo 5 que se refere a tempo de concentração neste livro;
S= declividade (m/m);
L= comprimento (m) <90m e
P_2= precipitação de chuva de 24h para período de retorno de 2anos (mm).

Exemplo 14.6

Calcular o escoamento superficial em asfalto sendo n=0,011 conforme Tabela (5.1) do Capitulo 5, comprimento do trecho de 90m. declividade de 10% e precipitação de 24h para período de retorno da cidade de São Paulo de 64,1mm.

$$t = [\,5{,}52\,.\,(n\,.\,L)^{0{,}8}\,]\;/\;[(P_2)^{0{,}5}\;.\;S^{0{,}4}]$$
$$t = [\,5{,}52\,.\,(0{,}011\,.\,90)^{0{,}8}\,]\;/\;[(64{,}1)^{0{,}5}\;.\;0{,}1^{0{,}4}] = 1{,}7\text{min}$$

Exemplo 14.7

Calcular o escoamento superficial em floresta com pouca vegetação rasteira sendo n=0,4 conforme Tabela (5.1) do Capitulo 5, comprimento do trecho de 90m. declividade de 10% e precipitação de 24h para período de retorno da cidade de São Paulo de 64,1mm.

$$t = [\,5{,}52\,.\,(n\,.\,L)^{0{,}8}\,]\;/\;[(P_2)^{0{,}5}\;.\;S^{0{,}4}]$$
$$t = [\,5{,}52\,.\,(0{,}4\,.\,90)^{0{,}8}\,]\;/\;[(64{,}1)^{0{,}5}\;.\;0{,}1^{0{,}4}] = 30{,}4\text{min}$$

Capítulo 15

Bueiros

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

SUMÁRIO

Ordem	Assunto
15.1	Introdução
15.2	Perdas de cargas localizadas e distribuídas em bueiros
15.3	Tipos básicos de bueiros
15.4	Bueiros com entrada livre e saída livre
15.5	Entrada submersa e saída livre com tubo parcialmente cheio
15.6	Conduto com entrada submersa e saída submersa
15.7	Erosão
15.8	Método semi-empírico do Federal Highway Administration (FHWA)
15.8.1	Seção de controle na entrada
15.8.2	Seção de controle na saída
15.9	Pré-dimensionamento de um bueiro
15.10	Profundidade normal da seção trapezoidal ou seção retangular
15.11	Aduelas de concreto
15.12	Tubos de aço galvanizado
15.13	Tubos de PVC tipo Rib Loc
15.14	Routing do reservatório de detenção
15.15	Curva de perfomance

Capítulo 15-Bueiros

15.1 Introdução

Bueiros são condutos curtos usados em travessias de estradas e rodovias. Alguns especialistas consideram que o bueiro tem largura menor que 6m e quando for maior trata-se de uma ponte. Na verdade não existe definição muito precisa, pois existem bueiros duplos e triplos com grandes larguras.

A análise teórica exata do escoamento de um bueiro é extremamente complexa, conforme p.23 do livro Hydraulic Design of Highway Culverts de setembro de 2001 publicado pelo Federal Highway Administration (FHWA).

Os bueiros e pontes podem ser descritos em termos econômicos, hidráulicos, aspectos estruturais e manutenção.

Os custos de um bueiro são menores que uma ponte. Quanto aos cálculos hidráulicos são praticamente os mesmos. Na parte dos aspectos estruturais as pontes fazem parte da estrutura da estrada e devem ser consideradas as cargas de veículos. Quanto a manutenção, os bueiros necessitam de mais cuidados do que as pontes (Larry W. Mays e I. Kaan Tuncok Capítulo 15 do livro *Hydraulic Design Handbook*, 1999).

Mays, 1999 enfatiza três parâmetros importantes em bueiros: carga do bueiro na entrada H, velocidade da água no mesmo e altura do nível da água na saída do bueiro (*tailwater*).

A análise de um bueiro embora pareça simples, é complicada. As equações que regem os cálculos podem variar conforme o bueiro esteja submerso ou não ou conforme a saída do bueiro esteja submerso ou não.

Existem numerosas pesquisas feitas nos Estados Unidos com inúmeros gráficos e nomogramas para o dimensionamento de bueiros, levando-se em conta o comprimento, rugosidade, perdas de cargas distribuídas, perdas de cargas singulares e carga do bueiro.

A seção de um bueiro pode ser circular, retangular ou elíptica.

Os bueiros podem ser feitos de diversos materiais, sendo mais comum o concreto armado, chapas de aço galvanizado, tubos de ferro fundido e tubos de plásticos de grandes diâmetros.

Na Figura (15.1) temos os varios tipos de entrada e saída de bueiros. Podemos ver bueiros com entrada e saída projetantes; bueros com muros de ala e testa; bueiros que acompanham a saia do aterro e bueiros pré-moldados.

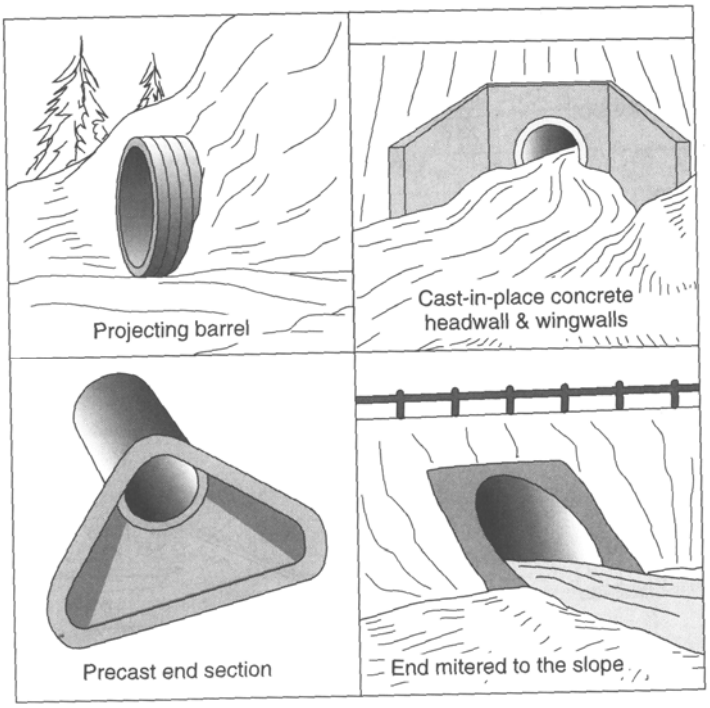


Figura 15.1 Quatro tipo de entrada de bueiros, p. 651, *Water Resources Engineering, Mays*

15.2 Perdas de cargas localizada e distribuída em bueiros

As perdas de cargas localizadas (singulares) estão na entrada e na saída e são fornecidas por $V^2/2g$ multiplicado respectivamente por coeficiente Ke ou Ks.

Usualmente para Ke =0,5 e Ks=1,0 (McCuen,1998).

$$he = Ke \cdot (V^2/2 \cdot g) = 0{,}5 \cdot (V^2/2 \cdot g) \qquad \text{(Equação 15.1)}$$

$$hs = Ks \cdot (V^2/2 \cdot g) = 1{,}0 \cdot (V^2/2 \cdot g) \qquad \text{(Equação 15.2)}$$

Tabela 15.1-Perdas de cargas localizadas na entrada e saída em função da velocidade

Velocidade (m/s)	Perda localizada na entrada Ke=0,5 (m)	Perda localizada na saída Ks=1,0 (m)
0,6 (mínima)	0,009	0,018
1,0	0,025	0,051
1,5	0,057	0,115
2,0	0,102	0,204
2,5	0,159	0,319
3,0	0,229	0,459
3,5	0,312	0,624
4,0	0,408	0,815
5,0 (máxima)	0,637	1,274

Devemos observar na Tabela (15.1) que as perdas de cargas localizadas na entrada e na saída não são desprezíveis como se poderia supor.

Assim para uma velocidade usual de 3m/s teremos perda de carga na entrada de 0,23m e na saída 0,46m que são considerados valores elevados.

A perda de cargas distribuída normalmente denominada hf é dada em função da Equação de Manning.

$$\mathbf{h_f = n^2 \cdot V^2 \cdot L / R^{4/3}} \qquad \textbf{(Equação 15.3)}$$

Exemplo 15.1

Calcular as perdas de cargas distribuídas de um bueiro de concreto armado com vazão à seção plena, velocidade de 3m/s, diâmetro de 1,5m, n=0,015, comprimento de 17m.

Para tubos a seção plena R=D/4 e teremos:

$$h_f = n^2 \cdot V^2 \cdot L / R^{4/3} = 0{,}015^2 \cdot 3^2 \cdot 17 / (1{,}5/4)^{4/3} = 0{,}60\text{m}$$

15.3 Tipos básicos de bueiros.

McCuen, 1998 p. 433 resumiu de uma maneira bastante prática o dimensionamento.

Segundo McCuen, 1998 os bueiros podem ser:

1) Entrada e saída livre
2) Entrada submersa e saída livre ou tubo parcialmente cheio
3) Entrada e saída submersa

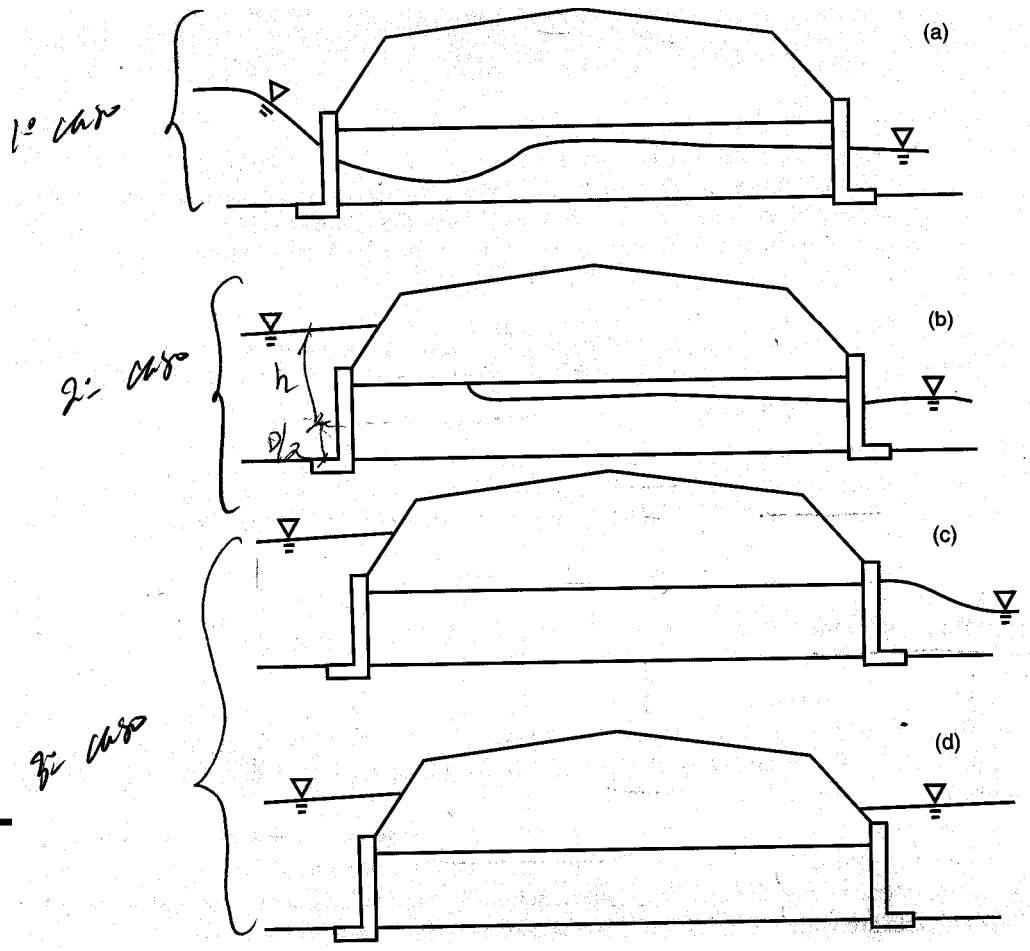


Figura 15.2 Os três casos básicos de bueiros sugeridos por McCuen, 1998 p. 434

15.4 Bueiros com entrada livre e saída livre

Neste caso em que temos a entrada e a saída livre, podemos usar a equação de Manning que serve para qualquer seção transversal de bueiro, ou seja, quadrado, retangular ou circular.

$$V= (1/n)\ R^{2/3}.\ S^{0,5} \qquad \textbf{(Equação 15.4)}$$

Onde

V= velocidade (m/s)
n= coeficiente de rugosidade de Manning
S=declividade (m/m)
R=raio hidráulico (m)

Considerando bueiro circular a seção plena terá:

R= D/4
A= 3,1416. D^2 /4

Fazendo-se as substituições obtemos:

$$V= (1/n) \times 0,397 \times (D^{2/3})\ (S^{1/2}) \qquad \textbf{(Equação 15.5)}$$

$$Q= (1/n) \times 0,312 \times (D^{8/3})\ (S^{1/2}) \qquad \textbf{(Equação 15.6)}$$

$$D = [(Q\ .\ n)/(0,312\ .\ S^{1/2})]^{3/8} \qquad \textbf{(Equação 15.7)}$$

Exemplo 15.2

Dimensionar o diâmetro de um bueiro de seção circular sendo n=0,015, vazão de 3,1m^3/s e declividade de 0,01m/m. A velocidade não deve ser maior que 5m/s e nem ser menor que 0,6m/s.

Primeiramente usando a Equação (15.7) acharemos o diâmetro e depois conferimos a velocidade e a vazão máxima que pode escoar pelo mesmo com o diâmetro adotado.

$$D = [(Q\ .\ n)/(0,312\ .\ S^{1/2})]^{3/8} = [(3,1\ .\ 0,015)/(0,312\ .\ 0,01^{1/2})]^{3/8} = 1,16m$$

$$V= (1/n) \times 0,397 \times (D^{2/3})\ (S^{1/2}) = (1/0,015) \times 0,397 \times (1,16^{2/3})\ (0,01^{1/2}) = 3,23m/s < 5m/s$$

Como não existe diâmetro comercial D=1,16m adota-se D=1,50m.

A altura da lâmina líquida para vazão de 3,1m^3/s e diâmetro de 1,5m é de y=0,80m e a velocidade é 3,38m/s< 5m/s conforme se pode ver pela Tabela (15.2).

Dimensionamento de bueiro circular parcialmente cheio

Temos duas maneiras de achar a altura da lâmina d'água (altura normal yn) e a velocidade de um bueiro circular parcialmente cheio. Uma maneira é usar as relações e Tabela (4.3) a (4.6) do Capítulo 4.

Uma outra maneira é se calcular diretamente.

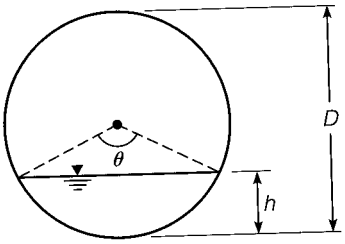


Figura 15.3 Tubo circular de diâmetro D e altura da lâmina h (Chin,2001, p. 228)

A altura h, ou seja, o valor y é fornecido pela seguinte equação:

$$h = y = (D/2).\ [\ 1 - \cos(\theta/2)] \qquad \textbf{(Equação 15.8)}$$

A área molhada A será em função do diâmetro D e do ângulo central θ :

$$A = [(\theta - \text{seno}(\theta))/\ 8]\ .\ D^2 \qquad \textbf{(Equação 15.9)}$$

O perímetro molhado P será:

$$P = (\ D\ .\ \theta\ )\ /\ 2 \qquad \textbf{(Equação 15.10)}$$

O comprimento da superfície T , Chin 2001 p. 235 é dado por:

$$T = D.\ \text{seno}(\theta\ /2) \qquad \textbf{(Equação 15.11)}$$

O ângulo central θ em radianos pode ser colocado em função da rugosidade n, vazão Q, diâmetro D e da declividade S, segundo Chin, 2001 p. 228.

$$\theta^{(-2/3)}.\ [(\theta - \text{seno}(\theta)]^{(5/3)} - 20{,}16\ .\ n.\ Q.\ D^{(-8/3)}\ .\ S^{(-1/2)} = 0 \qquad \textbf{(Equação 15.12)}$$

Exercício 15.3

Calcular o ângulo central em radianos de um tubo circular com vazão de $4m^3/s$, declividade de 1%, diâmetro de 1,50m e n=0,015.

Solução:

Usando a Equação (15.12) temos:

$$\theta^{(-2/3)} . [(\theta - \text{seno}(\theta)]^{(5/3)} - 20,16 . 0,015 . 4. 1,5^{(-8/3)} . 0,01^{(-1/2)} = 0$$

A resolução é feita por tentativas

Achamos θ = 3,50 radianos, que é o ângulo central.

Exercício 15.4

Achar o ângulo central θ em radianos, bem como a altura da lâmina d'água (altura normal yn) e a velocidade da água de um tubo de D=1,5m, n=0,015, declividade de 1% (S=0,01m/m) e vazão de $3,1m^3/s$.

Foi elaborada a Tabela (15.2) sendo o cálculo feito por tentativas, pois a raiz da Equação (15.12) deve ser zero.

$$\theta^{(-2/3)} . [(\theta - \text{seno}(\theta)]^{(5/3)} - 20,16 . n . Q. D^{(-8/3)} . S^{(-1/2)} = 0$$

O valor achado foi θ =3,20radianos, y= yn= 0,80m e v=3,38m/s.

Tabela 15.2- Dimensionamento da altura y e velocidade de bueiro circular a seção parcialmente cheia

Vazão Q (m^3/s)	Rugosidade n	Diâmetro D (m)	Declividade S (m/m)	Valor teta (radianos)	Equação (tem que dar zero)	Perímetro molhado P (m)	Topo T (m)	Área molhada A (m^2)	Altura y (m)	Velocidade V (m/s)
3,1	0,015	1,5	0,01	0,50	-3,18	0,4	0,4	0,0	0,0	535,72
3,1	0,015	1,5	0,01	0,60	-3,17	0,5	0,4	0,0	0,0	311,74
3,1	0,015	1,5	0,01	0,70	-3,17	0,5	0,5	0,0	0,0	197,59
3,1	0,015	1,5	0,01	0,80	-3,16	0,6	0,6	0,0	0,1	133,37
3,1	0,015	1,5	0,01	0,90	-3,15	0,7	0,7	0,0	0,1	94,47
3,1	0,015	1,5	0,01	1,00	-3,13	0,8	0,7	0,0	0,1	69,53
3,1	0,015	1,5	0,01	1,10	-3,11	0,8	0,8	0,1	0,1	52,79
3,1	0,015	1,5	0,01	1,20	-3,08	0,9	0,8	0,1	0,1	41,13
3,1	0,015	1,5	0,01	1,30	-3,04	1,0	0,9	0,1	0,2	32,76
3,1	0,015	1,5	0,01	1,40	-3,00	1,1	1,0	0,1	0,2	26,59
3,1	0,015	1,5	0,01	1,50	-2,94	1,1	1,0	0,1	0,2	21,93
3,1	0,015	1,5	0,01	1,60	-2,87	1,2	1,1	0,2	0,2	18,36
3,1	0,015	1,5	0,01	1,70	-2,78	1,3	1,1	0,2	0,3	15,56
3,1	0,015	1,5	0,01	1,80	-2,69	1,4	1,2	0,2	0,3	13,34
3,1	0,015	1,5	0,01	1,90	-2,58	1,4	1,2	0,3	0,3	11,56
3,1	0,015	1,5	0,01	2,00	-2,45	1,5	1,3	0,3	0,3	10,11
3,1	0,015	1,5	0,01	2,10	-2,31	1,6	1,3	0,3	0,4	8,91
3,1	0,015	1,5	0,01	2,20	-2,15	1,7	1,3	0,4	0,4	7,92

3,1	0,015	1,5	0,01	2,30	-1,98	1,7	1,4	0,4	0,4	7,09
3,1	0,015	1,5	0,01	2,40	-1,80	1,8	1,4	0,5	0,5	6,39
3,1	0,015	1,5	0,01	2,50	-1,60	1,9	1,4	0,5	0,5	5,80
3,1	0,015	1,5	0,01	2,60	-1,38	2,0	1,4	0,6	0,5	5,29
3,1	0,015	1,5	0,01	2,70	-1,15	2,0	1,5	0,6	0,6	4,85
3,1	0,015	1,5	0,01	2,80	-0,92	2,1	1,5	0,7	0,6	4,47
3,1	0,015	1,5	0,01	2,90	-0,67	2,2	1,5	0,7	0,7	4,14
3,1	0,015	1,5	0,01	3,00	-0,41	2,3	1,5	0,8	0,7	3,86
3,1	0,015	1,5	0,01	3,10	-0,15	2,3	1,5	0,9	0,7	3,60
3,1	0,015	1,5	0,01	***3,20***	***0,12***	***2,4***	***1,5***	***0,9***	***0,8***	***3,38***
3,1	0,015	1,5	0,01	3,30	0,39	2,5	1,5	1,0	0,8	3,19
3,1	0,015	1,5	0,01	3,40	0,66	2,6	1,5	1,0	0,8	3,02

Equações semi-empiricas para estimativa da altura crítica

French *in* Mays, 1999 em seu livro *Hydraulic Design Handbook* capítulo 3.7-*Hydraulic of Open Channel Flow*, mostra quatro equações semi-empíricas para a estimativa da altura crítica yc extraídas de trabalho de Straub, 1982.

Primeiramente é definido um termo denominado

$$\psi = Q^2 / g \qquad \textbf{(Equação 15.13)}$$

sendo Q a vazão (m^3/s) e g=9,81 m/s^2.

Seção retangular

$$yc = (\psi / b^2)^{0,33} \qquad \textbf{(Equação 15.14)}$$

sendo b=largura do canal (m).

Exercício 15.5

Calcular a altura crítica de um canal retangular com largura de 3,00m, vazão de $15m^3/s$.

Primeiramente calculamos ψ

$\psi = Q^2 / g \quad = 15^2 / 9,81 = 22,94$

$yc = (\psi / b^2)^{0,33} = (22,94 / 3^2)^{0,33} = 1,36m$

Portanto, a altura critica do canal é de 1,36m.

Seção circular

$$yc = (1,01 / D^{0,26}) . \psi^{0,25} \qquad \textbf{(Equação 15.15)}$$

sendo D o diâmetro da tubulação.

Exercício 15.6

Calcular a altura crítica de um tubo de concreto de diâmetro de 1,5m para conduzir uma vazão de $3m^3/s$.

Primeiramente calculamos ψ

$\psi = Q^2 / g \quad = 3^2 / 9,81 = 0,92$

$yc = (1{,}01 / D^{0{,}26}) . \psi^{0{,}25} = (1{,}01 / 1{,}5^{0{,}26}) . 0{,}92^{0{,}25} = 0{,}97m$

Portanto, a altura critica no tubo é de 0,97m

Seção trapezoidal

Para a seção trapezoidal de um canal com base b e inclinação das paredes 1 na vertical e z na horizontal, a altura critica é:

$$\mathbf{yc = 0{,}81 . (\psi / z^{0{,}75} . b^{1{,}25})^{0{,}27} - b/ 30z} \qquad \textbf{(Equação 15.16)}$$

Exercício 15.7

Achar a altura critica de um canal trapezoidal com base de 3,00m, vazão de $15m^3/s$ e declividade da parede de 1 na vertical e 3 na horizontal (z=3).

$\psi = Q^2 / g = 15^2 / 9{,}81 = 22{,}94$

$yc = 0{,}81 . (\psi / z^{0{,}75} . b^{1{,}25})^{0{,}27} - b/ 30z = 0{,}81 . (22{,}94 / 3^{0{,}75} . 3^{1{,}25})^{0{,}27} - 3/ 30.3 =$

$yc = 1{,}04- 0{,}03 = 1{,}01m$

Portanto, a altura critica é de 1,01m

15.5 Entrada submersa e saída livre com tubo parcialmente cheio

Neste caso o conduto pode ser tratado como um orifício (McCuen, 1998).

$$\mathbf{Q= C_d . A . (2. g . h)^{0{,}5}} \qquad \textbf{(Equação 15.17)}$$

Onde h é a carga hidrostática acima do **centro do tubo de entrada**. A altura h_i da cota inferior do tubo é:

$$\mathbf{h = h_i - D/2} \qquad \textbf{(Equação 15.18)}$$

Existem algumas discussões sobre a carga hi se deve ser maior que 1,2D ou maior que 1,5D ou mesmo maior que 2,0D. Franzini e Finnemore, 1997 *in* Chin 2001 p. 198 concluíram que o erro de admitir hi>1,2D é menor que 2%.

Portanto, usaremos como critério, que

$$\mathbf{h_i \geq 1{,}2. D} \qquad \textbf{(Equação 15.19)}$$

Substituindo h na Equação (15.13)anterior teremos:

$$Q= C_d . (\pi . D^2 / 4) . [2 .g . (h_i – 0{,}5 . D)]^{0{,}5}$$

Resolvendo achamos o diâmetro D;

$$D^5 – 2. h_i . D^4 + (16 . Q^2) / (C_d^{\,2} . g . \pi^2) =0$$

Temos então uma equação do quinto grau que pode ser resolvida pelo método de Newton. Das cinco raízes somente uma será a solução do problema.

Exemplo 15.8- Cálculo do conduto com altura submersa e saída livre

Dados (McCuen,1998)
Q=1,246 m^3/s
C_d = 0,60
g= 9,81m/s^2
h_i = 1,83m altura da geratriz superior da entrada da tubulação

Solução prática

O problema pode ser resolvido de duas maneiras. Uma maneira simples e prática é se usar a Equação (15.13) de orifícios, usando-se diâmetros comerciais existente e verificar a vazão.

Tabela 15.3- Vazão do orifício em função da altura h

Vazão de projeto (m^3/s)	Coeficiente de descarga	Altura da água na entrada h_i (m)	Diâmetro D (m)	Altura h até o centro da tubulação $h= h_i – (D/2)$ (m)	Vazão (m^3/s)
1,246	0,6	1,8	0,6	1,53	0,93
1,246	0,6	1,8	0,7	1,48	1,24
1,246	0,6	1,8	0,8	1,43	1,60
1,246	0,6	1,8	0,9	1,38	1,99
1,246	0,6	1,8	1,0	1,33	2,41

Da Tabela (15.3) escolhemos o diâmetro comercial D=0,70 que atende, pois a vazão de 1,24 m^3/s é praticamente a mesma da de projeto 1,246m^3/s.

Solução determinista

$$D^5 – 2.\ h_i\ .\ D^4 + (16\ .\ Q^2)/(\ C_d{}^2\ .\ g\ .\ \pi^2) = 0$$
$$D^5 – 2.\ 1{,}80\ .\ D^4 + (16\ .\ 1{,}246^2)/(0{,}60^2\ .\ 9{,}81.\ 3{,}1416^2) = 0$$

$$D^5 – 3{,}66\ .\ D^4 + 0{,}7127 = 0$$

Resolvendo-se por tentativas achamos D=0,70m

Vamos resolver a equação usando o método de Newton (*Orvis,1996, p. 400 Excel for Scientists and Engineers).*

A equação básica é: $g\ (\ Do) = D^5 – 3{,}66\ .\ D^4 + 0{,}7127$

A primeira derivada é: $g'(Do) = 5.\ D^4 – 14{,}64.\ D^3$

Do= primeiro valor assumido para o diâmetro
D_1= valor calculado
Sendo:

D_1= Do – g (Do) / g'(Do)

O cálculo é feito por tentativa, arbitrando-se um valor de Do no caso Do=0,1m e obtendo-se D_1= 0,1487m. Usa-se o mesmo valor para o valor de Do até que o erro entre Do e D_1 seja um valor compatível com a precisão que queremos. No caso obtemos Do=0,70m.

No caso não nos interessa as outras raízes.

Tabela 15.4- Método de Newton para cálculo da raiz

Valor de Do (m)	Função g (Do)	Primeira derivada g'(Do)	g (Do) / g'(Do)	D_1 (m)
0,1000	0,7123	-14,6395	-0,0487	0,1487
0,1487	0,7110	-14,6376	-0,0486	0,1972
0,1972	0,7075	-14,6324	-0,0483	0,2456
0,2456	0,7003	-14,6218	-0,0479	0,2935
0,2935	0,6877	-14,6029	-0,0471	0,3406
0,3406	0,6680	-14,5727	-0,0458	0,3864
0,3864	0,6397	-14,5285	-0,0440	0,4304
0,4304	0,6018	-14,4684	-0,0416	0,4720
0,4720	0,5544	-14,3918	-0,0385	0,5106
0,5106	0,4987	-14,3002	-0,0349	0,5454
0,5454	0,4370	-14,1975	-0,0308	0,5762
0,5762	0,3727	-14,0888	-0,0265	0,6027
0,6027	0,3094	-13,9804	-0,0221	0,6248
0,6248	0,2501	-13,8780	-0,0180	0,6428
0,6428	0,1975	-13,7862	-0,0143	0,6572
0,6572	0,1527	-13,7075	-0,0111	0,6683
0,6683	0,1160	-13,6427	-0,0085	0,6768
0,6768	0,0868	-13,5910	-0,0064	0,6832
0,6832	0,0642	-13,5508	-0,0047	0,6879
0,6879	0,0471	-13,5203	-0,0035	0,6914
0,6914	0,0343	-13,4974	-0,0025	0,6939
0,6939	0,0249	-13,4805	-0,0018	0,6958
0,6958	0,0180	-13,4681	-0,0013	0,6971
0,6971	0,0129	-13,4591	-0,0010	0,6981
0,6981	0,0093	-13,4526	-0,0007	0,6988
0,6988	0,0067	-13,4479	-0,0005	0,6993
0,6993	0,0048	-13,4445	-0,0004	0,6996
0,6996	0,0034	-13,4421	-0,0003	0,6999
0,6999	0,0025	-13,4403	-0,0002	0,7001
0,7001	0,0018	-13,4391	-0,0001	0,7002

15.6 Conduto com entrada submersa e saída submersa

Seja um conduto com diâmetro D, comprimento L e declividade S. A cota da geratriz inferior do tubo na entrada é h_1 e a cota da geratriz do tubo na saída é h_2, sendo a base de contagem na saída (McCuen,1997).

As perdas de carga são na entrada, na saída e da declividade do tubo multiplicado pelo comprimento:

h_L = perda na entrada + perda distribuída na tubulação + perda na saída

$$\mathbf{h_L = K_e \cdot V^2/2\,g \quad + \quad S \cdot L \quad + \quad K_s \cdot V^2/2\,g} \qquad \textbf{(Equação 15.20)}$$

Para tubos de seção plena a fórmula de Manning é a seguinte:

$$Q = (0{,}312) \cdot (n^{-1}) \cdot D^{8/3} \cdot S^{1/2}$$

Separando o valor da declividade S teremos:

$$S^{1/2} = Q / (0{,}312) \cdot (n^{-1}) \cdot D^{8/3}$$

$$S = [Q / (0{,}312) \cdot (n^{-1}) \cdot D^{8/3}]^2$$

$$S = Q^2 \cdot n^2 / (0{,}312^2) \cdot D^{16/3}$$
$$S = Q^2 \cdot n^2 / 0{,}093 \cdot D^{16/3}$$

Substituindo S na equação de h_L teremos:
$$h_L = K_e \cdot V^2/2\,g + S \cdot L + K_s \cdot V^2/2\,g$$
$$h_L = K_e \cdot V^2/2\,g + [Q^2 \cdot n^2 / 0{,}093 \cdot D^{16/3}] \cdot L + Ks \cdot V^2/2\,g$$
$$h_L = V^2/2\,g\,(K_e + K_s) + [Q^2 \cdot n^2 / 0{,}093 \cdot D^{16/3}] \cdot L$$

Pela equação da continuidade $Q = (\pi \cdot D^2 / 4) \cdot V$

onde

$$V = (4 \cdot Q) / \pi \cdot D^2$$

$$V^2 = (16 \cdot Q^2) / (\pi^2 \cdot D^4)$$

Substituindo V^2 em h_L teremos:

$$h_L = [(16 \cdot Q^2) / (\pi^2 \cdot D^4 \cdot 2 \cdot g)] \cdot (K_e + K_s) + [Q^2 \cdot n^2 / 0{,}093 \cdot D^{16/3}] \cdot L$$

sendo g=9,81 m/s^2

$$h_L = [(0{,}0826\,Q^2) / D^4] \cdot (K_e + K_s) + [Q^2 \cdot n^2 / 0{,}093 \cdot D^{16/3}] \cdot L$$

mas
K_e = 0,5 (valor usualmente empregado)
K_s = 1,0 (valor usualmente empregado)
n=0,013

$$h_L = (0{,}12 \,.\, Q^2) \,/\, D^4 + Q^2 \,.\, L \,.\, 0{,}00182 \,/ D^{16/3}$$

Aplicando o teorema de Bernouilli na entrada e saída do conduto temos:

$$h_L = h_1 - h_2 + S \,.\, L$$

Exercício 15.9 – entrada e saída do conduto estão submersas

São dados (McCuen,1998):

h_1 = 2,40m	h_2= 1,50m	n=0,013
Q= 2,32 m^3/s	S= 0,02 m/m	L=33,00m

Solução:

$$h_L = h_1 - h_2 + S \cdot L = 2,40 - 1,50 + 0,02 \cdot 33 = 1,56m$$

mas h_L é:

$$h_L = (0,12 \cdot Q^2) / D^4 + Q^2 \cdot L \cdot 0,00182 / D^{16/3}$$

$$h_L = (0,12 \cdot 2,32^2) / D^4 + 2,32^2 \cdot 33,00 \cdot 0,00182 / D^{16/3}$$

$$1,56 = (0,12 \cdot 2,32^2) / D^4 + 0,3233 / D^{16/3}$$

$$1,56 = 0,65 / D^4 + 0,3233 / D^{16/3}$$

Resolvendo-se o problema por tentativas, achamos D=0,90m

15.7 Erosão

Chin, 2001 recomenda velocidade máxima de 3m/s e mínima de 0,6m/s a 0,9m/s informando que velocidades de 4m/s a 5m/s são raramente usadas devidos aos problemas de erosão.

As velocidades na saída de um bueiro podem ocasionar problemas não desejados.

As técnicas para evitar os danos são basicamente três: elementos estruturais, protetores de velocidade e dispositivos para controle de velocidade.

Elementos estruturais

No caso de velocidades de saída dos bueiros menores do que três vezes a velocidade média do curso d'água existente são feitos muros de ala e muros de testa cujo comprimento é em média de 1,80m. A largura deve ser tal que seja maior que 1/3 da largura do bueiro.

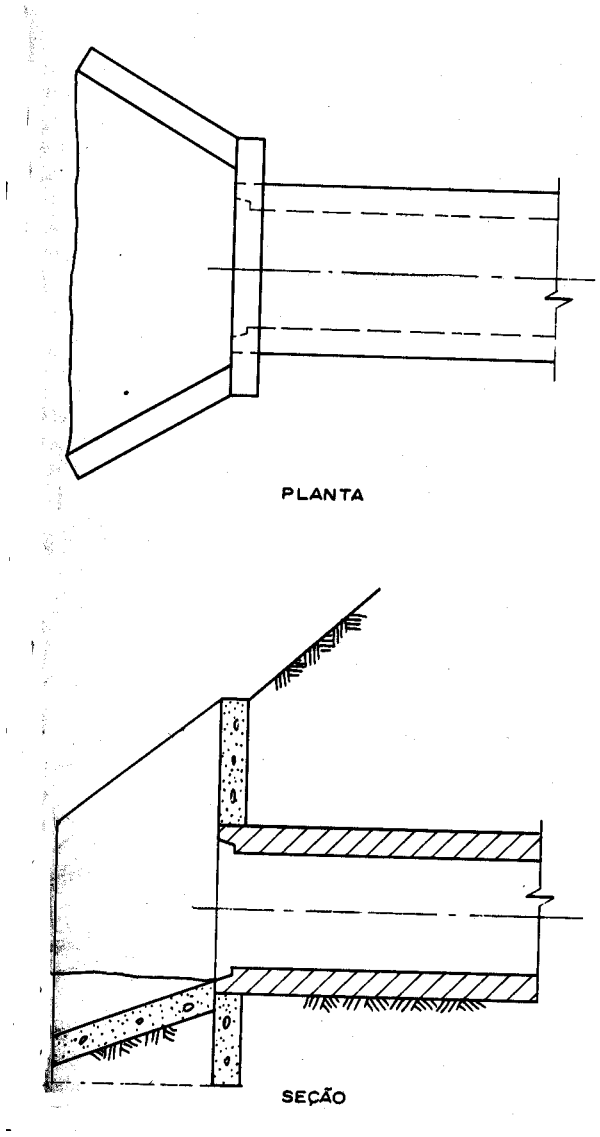


Figura 15.4 Entrada com muro de testa e muro de ala
Fonte: Drenagem Urbana, 1980 p. 419.

Protetores de velocidade

Para velocidades maiores que 1,3 do curso d'água natural, mas menor que 2,5 vezes, devem ser colocados rachões, rip-rap (pedras graduadas) e gabiões.

O *rip-rap* são pedras de diâmetros proporcionais a velocidade do fundo do canal e que são assentadas com argamassa de cimento, devendo haver uma superfície irregular, para dificultar o escoamento das águas.

Os gabiões apresentam rugosidade aproximada n=0,035. Em casos de usar gabiões para degraus os mesmos devem ser encaixados nas margens e na parte jusante dos degraus (Drenagem Urbana, 1980 p. 368).

Dispositivos para controle de velocidade

Quando a velocidade na saída de um bueiro for maior que 2,5 vezes a velocidade do curso d'água natural é necessário a instalação de dissipadores de energia.

Abrasão

A abrasão é definida como a erosão do material do bueiro devido ao transporte de sólido por arrastamento no curso d'água.

Corrosão

Todos os materiais dos bueiros são sujeitos a corrosão. Os bueiros de ferro galvanizado são sujeitos a deterioração quando o pH do solo sai fora da faixa de pH=6 a pH=10.

Para o concreto a corrosão se dá para água salgada quando há alternativa no bueiro de seca ou não.

Sedimentação

No capítulo 15.37 do livro de Mays, 1999 o básico na sedimentação é devido a duas características importantes de um bueiro, que são a rugosidade e a declividade.

O ideal é que o bueiro siga a mesma declividade e a mesma direção do curso d'água natural. Velocidades muito baixas ocasionarão o depósito de material, ao passo que velocidades muito altas ocasionarão erosão excessiva.

O bueiro deve ser cuidadosamente estudado para evitar os problemas de sedimentação ou de erosão.

Bueiros múltiplos

O dimensionamento de um bueiro duplo ou triplo é feito dividindo-se a vazão máxima por dois ou por três respectivamente.

Entretanto foi verificado que quando há bueiro duplo ou triplo vai acontecer que um dos bueiros passa a funcionar corretamente enquanto que o outro ou outros vai haver deposição de sedimentos e de lixo. A boa prática é evitar de se fazer bueiros múltiplos. No caso de ser necessário fazer bueiro múltiplo deve-se limitar ao Maximo de dois bueiros paralelos (FHWA, Hydraulic Design of Highways Culverts, 2001).

Controle de detritos

O controle de detritos que entra e passa por um bueiro é bastante importante segundo Chin 2001 p. 20.

Existem localidades nos Estados Unidos que devido aos detritos a seção do bueiro é aumentada de 25% (vinte e cinco por cento). As Diretrizes básicas para projetos de drenagem urbana no Município de São Paulo, recomenda um acréscimo na seção útil de 20% a 30% quando houver quando houver muitos detritos flutuantes. Isto, porém, não exclui os serviços de manutenção e limpeza.

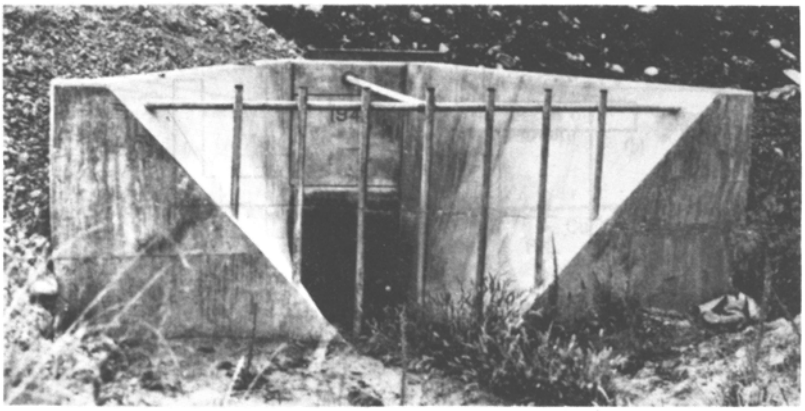


Figura 15.5- Entrada de bueiros com grades. Bueiro com muro de testa e muros de alas p. 646 do livro do *Linsley, Franzini et al- Water Resources Engineering*

Figura 15.6-Peças de concreto para evitar a entrada de detritos no bueiro p. 647 do livro do Franzini

15.8 Método semi-empírico do Federal Highway Administration (FHWA)

O *Federal Highway Administration* (FHWA) dos Estados Unidos através de Norman et al. elaborou em 1985 um método semi-empírico, que se baseia no conceito de seção de controle na entrada e seção de controle na saída. Todas as pesquisas foram feitas pelo National Bureau of Standards (NBS).

Existem 124 nomogramas para diversas seções nas unidades do Sistema Internacional (SI) e nas unidades Inglesas e diversos materiais publicados pelo FHWA.

A carga de projeto será a maior das profundidades achada na seção de controle da entrada e na seção de controle na saída.

Iremos seguir as recomendações de I. Kaan Tuncok e Larry W. Mays citados no capítulo 15 do livro *Hydraulic Design of Culverts and Highway Strutures* do ano de 1999.

O projeto de um bueiro deve seguir os seguintes passos básicos:

- Determinação da vazão de pico conforme estudos hidrológicos da região e período de retorno adotado
- Geometria do canal a jusante (largura, profundidade, declividade, rugosidade etc.)
- Por tentativas assumir uma configuração do bueiro, tal como opção por tubos, aduelas etc
- Calcular a carga na entrada considerando seção de controle na entrada (HWi)
- Calcular a carga na entrada considerando seção de controle na saída (HWout)
- Avaliar as duas cargas e escolher a carga que será usada no projeto (usar a maior)
- Calcular a possibilidade das águas pluviais passar sobre a estrada ou rodovia.
- Comparar os limites máximos admissíveis do nível da água e as velocidades limites do bueiro e a jusante do mesmo
- Ajustar a configuração inicial (se necessário)
- Recalcular tudo novamente (se necessário)

15.8.1 Seção de controle na entrada

Usando a metodologia da seção de controle de um bueiro temos as equações abaixo para seção de controle na entrada de um bueiro, que dependerão se o bueiro irá trabalhar como orifício (submerso) ou como vertedor (não submerso).

Vamos expor que consta no FHWA- Hydraulic Design of Highway Culverts, setembro de 2001, Publication FHWQA-NHI-01-020 p. 192 e 193. Pesquisas conduzidas pelo National Bureau of Standards (NBS). Autores: Jerome M. Norman, Robert J. Houghtalen e William J. Johnston.

Para as unidades SI temos:

Bueiro submerso

A equação ***do orifício (*submerso)** adaptado para as unidades do Sistema Internacional (SI) é a seguinte:

$$(HWi/D) = c \cdot (1{,}811 \cdot Q/A \cdot D^{0,5})^2 + Y + Z \quad \text{para} \quad (Q/A\,D^{0,5}) \geq 2{,}21 \quad \text{(Equação 15.21)}$$

sendo:

HWi = carga na entrada acima da geratriz inferior na entrada do bueiro(m)
D= altura do bueiro (m)
c= coeficiente fornecido pela Tabela (15.5)
Y= valor fornecido pela Tabela (15.5)
S= declividade do bueiro (m/m)
Z= termo para a declividade do bueiro sendo Z= 0,7 . S, para entrada acompanhando a saia do aterro e Z= -0,5. S em outros casos
Q= vazão de pico da bacia hidrológica (m^3/s)
A= área da seção transversal do bueiro (m^2)
.

Bueiro não submerso

Quando o bueiro ***não está submerso, funciona como um vertedor*** e neste podem ser aplicadas uma das duas equações:

Equação denominada no original de **(Form1):**

$$(HWi/D) = (Hc/D) + K \cdot (1{,}811 \cdot Q/A \cdot D^{0,5})^{M} + Z \quad \text{para } (Q/A\,D^{0,5}) \leq 1{,}93 \qquad \text{(Eq. 15.22)}$$

sendo Hc a carga crítica fornecido por Hc= dc + Vc^2 / 2g, onde dc é a profundidade crítica em metros e Vc é a velocidade crítica (m/s) e K e M são constantes da Tabela (15.5).

A Tabela (15.5) é a tradução da última publicação do FHWA publicada em setembro de 2001 conforme já foi mencionado. Existem 124 nomogramas que facilitam o entendimento das equações apresentadas.

Uma equação simplificada e fácil de ser aplicada e que pode ser usada em alguns casos é aquação denominado no original do FHWA de **(Form 2):**

$$(HWi/D) = K \cdot (1{,}811 \cdot Q/A \cdot D^{0,5})^{M} \quad \text{para} \quad (Q/A\,D^{0,5}) \leq 1{,}93 \qquad \text{(Equação 15.23)}$$

É importante observar que os nomogramas do FHWA de setembro de 2001 usam somente a *Form 2*, não havendo nomograma para a Form 1.

A equação denominado de *Form 2* é simplificado e mais fácil de calcular, sendo por isto, muitas vezes usada.

Tabela 15.5- Constantes para seção de controle na entrada em bueiros

Ordem	Forma do bueiro ou material	Descrição do tipo de entrada do bueiro	Não submerso		Submerso	
			K	M	c	Y
1						
2	Tubo de concreto	Entrada em ângulo reto com muros de ala de testa	0,0098	2,000	0,0398	0,670
3		Entrada em ranhura com muros de ala e de testa	0,0018	2,000	0,0292	0,740
4		Entrada projetante com ranhuras ou encaixe	0,0045	2,000	0,0317	0,690
5						
6	Tubos de Chapas Metálicas	Entrada com muro de testa	0,0078	2,000	0,0379	0,690
7		Entrada alinhada com a declividade da estrada	0,0210	1,330	0,0463	0,750
8		Entrada projetante	0,0340	1,500	0,0553	0,540
9						
10	Tubos em aneis circulares	Aneis com alargamento na entrada em ângulo de 45 º	0,0018	2,500	0,0300	0,740
11		Aneis com alargamento na entrada em ângulo de 33,7º	0,0018	2,500	0,0243	0,830
12						
13	Seçao retangular	Com muros de ala alargado de 30º a 75º	0,0260	1,000	0,0347	0,810
14		Com muros de ala alargado de 90º e 15º	0,0610	0,750	0,0400	0,800
15		Com muros de alas de 0º	0,0610	0,750	0,0423	0,820
16						
17	Seçao retangular	Com muros de ala alargado de 45º	0,5100	0,667	0,0309	0,800
18		Com muros de ala alargado de 18º a 33,7º	0,4860	0,667	0,0249	0,830
19						
20	Seçao retangular	Com muros de testa e muros de ala e com chanfro 3/4	0,5150	0,667	0,0375	0,790
21		Com muros de testa e muros de ala de 45º	0,4950	0,667	0,0314	0,820
22		Com muros de testa e muros de ala 33,7º	0,4860	0,667	0,0252	0,865
23						
24	Seção retangular	Com muros de testa, chanfro 3/4, inclinado de 45º	0,5450	0,667	0,04505	0,730
25		Com muros de testa, chanfro 3/4, inclinado de 30º	0,5330	0,667	0,0425	0,705
26		Com muros de testa, inclinado dde 15º ângulo 45º	0,5220	0,667	0,0402	0,680
27		Com muros de testa, inclinado de 10º ,ângulo 45º	0,4980	0,667	0,0327	0,750
28						
29	Seçao retangular com com chanfro 20mm	Entrada a 45º sem recuo e com muros de alas	0,4970	0,667	0,0339	0,803
30		Entrada a 18,4º sem recuo e com muros de alas	0,4930	0,667	0,0361	0,806
31		Entrada a 18,4ºs/recuo, muros de alas e rebaixo de 30º	0,4950	0,667	0,0386	0,710
32						
33	Seçao retangular com chanfro no topo	Com muros de ala de 45º, com alargamento,rebaixo	0,4970	0,667	0,0302	0,835
34		Com muros de ala de 33,7º com alargamento,rebaixo	0,4950	0,667	0,0252	0,881
35		Com muros de ala de 18,4º com alargamento,rebaixo	0,4930	0,667	0,0227	0,887
36						
37	Seçao de metal corrugado	Com muro de testa de 90º	0,0083	2,000	0,0379	0,690
38		Tubo projetante com parede grossa	0,0145	1,750	0,0419	0,640
39		Tubo projetante com parede fina	0,0340	1,500	0,0496	0,570
40						

41						
42	Horizontal	Entrada em ângulo reto com muros de ala de testa	0,0100	2,000	0,0398	0,670
43	Elipse	Entrada em ranhura com muros de ala e de testa	0,0018	2,500	0,0292	0,740
44	Concreto	Entrada projetante com ranhuras ou encaixe	0,0045	2,000	0,0317	0,690
45						
46	Vertical	Entrada em ângulo reto com muros de ala de testa	0,0100	2,000	0,0398	0,670
47	Elipse	Entrada em ranhura com muros de ala e de testa	0,0018	2,500	0,0292	0,740
48	Concreto	Entrada projetante com ranhuras ou encaixe	0,0095	2,000	0,0317	0,690
49						
50	Tubo em arco	Entrada com muro de testa de 90º	0,0083	2,000	0,0379	0,690
51	Raio do teto com 457,2mm	Entrada alinhada com a declividade da entrada	0,0300	1,000	0,0463	0,750
52	Capa galvanizada	Entrada projetante	0,0340	1,500	0,0496	0,570
53						
54	Tubo em arco	Entrada projetante	0,0300	1,500	0,0496	0,570
55	Raio do teto com 457,2mm	Sem alargamento	0,0088	2,000	0,0368	0,680
56	Chapa galvanizada	Com chanfro de 33,º	0,0030	2,000	0,0269	0,770
57						
58	Tubo em arco	Entrada projetante	0,0300	1,500	0,0496	0,570
59	Raio do teto com 787,40mm	Sem alargamento	0,0088	2,000	0,0368	0,680
60	Chapa galvanizada	Com chanfro de 33,7º	0,0030	2,000	0,0269	0,770
61						
62	Metal corrugado	Entrada com muro de testa de 90º	0,0083	2,000	0,0379	0,690
63		Entrada alinhada com a declividade da entrada	0,0300	1,000	0,0463	0,750
64		Entrada projetante com parede fina	0,0340	1,500	0,0496	0,570
65						
66						
67	Circular	Diminuiçao lisa na entrada	0,5340	0,555	0,0196	0,900
68		Dimuiçao rustica na entrada	0,5190	0,640	0,0210	0,900
69						
70	Eliptico	Diminuiçao na entrada com bordas chanfradas	0,5360	0,622	0,0368	0,830
71	Face de entada	Dimuiçao na entrada com bordas em ângulo	0,5035	0,719	0,0478	0,800
72		Diminuiçao na entrada com borda projetante	0,5470	0,800	0,0598	0,750
73						
74	Retangular	Diminuiçao na entrada	0,4750	0,667	0,0179	0,970
75						
76	Retangular	Diminuiçao na entrada com borda menos favorave	0,5600	0,667	0,0446	0,850
77	Concreto	Diminuiçao na entrada com borda mais favoravel	0,5600	0,667	0,0378	0,870
78						
79	Retangular	Diminuiçao da declividade na entrada menos favoravel	0,5000	0,667	0,0446	0,650
80	Concreto	Diminuiçao da declividade na entrada mais favoravel	0,5000	0,667	0,0378	0,710

Fonte: FHWA- Hydraulic Design of Highway Culverts, setembro de 2001, Publication FHWQA-NHI-01-020 p. 192 e 193. Pesquisas conduzidas pelo National Bureau of Standards (NBS). Autores: Jerome M. Norman, Robert J. Houghtalen e William J. Johnston.

Grizzard et al.,1996 in *Water Resorces Handbook*, Mays, 1993 cita a Tabela (15.6) que é um parte somente da Tabela (15.5), com as formas e entrada de bueiros mais freqüentes.

Tabela 15.6- Constantes para seção de controle na entrada em bueiros

Forma do bueiro ou material e descriçãodo tipo de entrada do bueiro	Não submerso			Submerso
	K	M	c	Y
Tubo de concreto				
Entrada em ângulo reto com muros de ala de testa	0,0098	2,000	0,0398	0,670
Entrada em ranhura com muros de ala e de testa	0,0018	2,000	0,0292	0,740
Entrada projetante com ranhuras ou encaixe	0,0045	2,000	0,0317	0,690
Tubos de Chapas Metálicas				
Entrada com muro de testa	0,0078	2,000	0,0379	0,690
Entrada alinhada com a declividade da estrada	0,0210	1,330	0,0463	0,750
Entrada projetante	0,0340	1,500	0,0553	0,540
Tubos em aneis circulares				
Aneis com alargamento na entrada em ângulo de 45 °	0,0018	2,500	0,0300	0,740
Aneis com alargamento na entrada em ângulo de 33,7°	0,0018	2,500	0,0243	0,830
Seçao retangular				
Com muros de ala alargado de 30° a 75°	0,0260	1,000	0,0347	0,810
Com muros de ala alargado de 90° e 15°	0,0610	0,750	0,0400	0,800
Com muros de alas de 0°	0,0610	0,750	0,0423	0,820

Fonte: Grizzard et al. in Urban Stormawater Management, cap. 26.13, Federal Highway Administration (FHWA, 1985)

Exemplo 15.10

A vazão a escoar por um bueiro é de 4,59m^3/s, a declividade do bueiro é de 0,005m/m e trata-se de um bueiro de concreto de seção retangular com muro de testa, muros de alas a 45°, sendo a seção de 1,22m x 1,22m. O comprimento do bueiro é de 36,6m. Calcular a carga na entrada HWi.

Primeiramente calculamos a relação ($Q/ A D^{0,5}$) nas unidades SI.

A área da seção transversal do bueiro =A= 1,22 . 1,22 = 1,488m^2

Altura do bueiro= D= 1,22m

Vazão máxima da bacia=Q=4,59m^3/s

Fazendo-se as substituições:

$$(Q/ A D^{0,5}) = (4,59/ 1,488 .1,22^{0,5}) = 2,79 \geq 2,21$$

Trata-se de orifício (submerso) e podemos usar a Equação (15.21)

$$(HWi /D) = c . (1,811. Q/ A . D^{0,5})^2 + Y + Z$$

Verificando a Tabela (15.5) para seção retangular com muros de testa e muros de ala de 45º achamos os coeficientes c, Y e para o valor de Z adotamos Z = -0,5 . S

c=0,0314

Y=0,82

Z= - 0,5 . S = -0,5 . 0,005 = -0,0025

$$(HWi /D) = c . (1,811. Q/ A . D^{0,5})^2 + Y + Z$$

Fazendo-se as substituições achamos:

$$(HWi /1,22) = 0,0314 . (1,811. 2,79)^2 + 0,82 - 0,0025$$

$$(HWi /1,22) = 0,80 + 0,82 - 0,0025 = 1,62$$

$$HWi = 1,62 . 1,22 = 1,98m$$

Portanto, a carga na seção de controle HWi a partir da geratriz inferior do bueiro é de 1,98m.

Nota: observar que praticamente não houve influência da declividade do bueiro na determinação da carga na seção de controle e nem do comprimento do bueiro, quando a seção de controle está na entrada.

A grande influência no dimensionamento quando a seção de controle é na entrada, são dos coeficientes experimentais de perdas de cargas na entrada determinados em 1985 por Normann et al. Daí a importância da Tabela (15.5) para a escolha adequada dos coeficientes.

15.8.2 Seção de controle na saída

Quando a seção de controle é na saída o bueiro irá ter um escoamento subcrítico sendo a seção plena ou não.

A perda de carga total H no bueiro é a somatória de varias perdas, tais como perdas na entrada, perdas na saída e perdas distribuída ao longo do mesmo.

Para a condição de escoamento a seção plena temos:

$$\mathbf{H = H_e + H_f + H_0} \qquad \textbf{(Equação 15.24)}$$

Sendo:
H = perda total (m)
H_e = perda de carga localizada na entrada (m)
H_f = perda distribuída (m)
H_0 = perda de carga localizada na saída (m)

$$H_e = K_e \,.\, V^2/2\,g$$
$$H_0 = K_s \,.\, V^2/2\,g$$
$$H_f = S \,.\, L$$

Usando a equação de Manning para o cálculo H_f de nas unidades SI é:

$$H_f = (20\, n^2\, L\,) / R^{1,33}\,]\, V^2/2\,g$$

Sendo n o coeficiente de rugosidade de Manning, L o comprimento do bueiro em metros e R o raio hidráulico em metros, V a velocidadade em m/s e g a aceleração da gravidade igual a 9,8 m/s^2 e Ks=1.

O cálculo da perda de carga total H será:

$$\mathbf{H = [\,1 + K_e + (20\, n^2\, L\,) / R^{1,33}\,]\,.\, V^2/2\,g} \qquad \textbf{(Equação 15.25)}$$

Exemplo 15.11

Calcular o valor da perda de carga total de um bueiro, sendo Ke=0,5 n=0,012 L=36,6m g=9,81m/s^2 e vazão do canal é de 4,59m^3/s para período de retorno de 50anos e altura é 1,22m e largura de 1,22m.

Considera-se que o canal esteja a seção plena e, portanto o perímetro molhado P será:
P = 1,22 + 1,22 + 1,22 + 1,22 = 4,88m
A área molhada A=1,22 . 1,22 = 1,488m^2
O raio hidráulico R= A/P = 1,488/4,88 =0,3049m
Como Q= A . V então V= Q/A = 4,59/1,488 = 3,08m/s

Substituindo na Equação (15.20)

$$H = [\,1 + K_e + (20\, n^2\, L\,) / R^{1,33}\,]\,.\, V^2/2g$$

$$H = [\ 1 + 0{,}5 + (20 \,.\, 0{,}012^2 \,.\, 36{,}6\ ) / 0{,}3049^{\ 1{,}33}\ ] \,.\, [3{,}08^2/(2.\ 9{,}81)] = 0{,}81\text{m}$$

Portanto, a perda de carga total no bueiro é de 0,81m.

Tabela 15.7-Coeficientes "*n*" de Manning para bueiros

Tipo de conduto	Descrição das paredes	Coeficiente *n* de Manning
Tubo de concreto	Paredes lisas	0,010 a 0,013
Caixas retangulares de concreto	Paredes lisas	0,012 a 0,015
Tubo de metal corrugado ou aduelas, nas formas anular, helicoidal (Manning n varia com o tamanho do bueiro)	Ondulações de 2 2/3" x ½"	0,022 a 0,027
	Ondulações de 6" x 1"	0,022 a 0,025
	Ondulações de 5" x 1"	0,025 a 0,026
	Ondulações de 3"x 1"	0,027 a 0,028
	Öndulações de 6"x2"	0,033 a 0,035
	Ondulações de 9"x 2 ½"	0,033 a 0,037
Tubo de metal corrugado, helicoidal, escoamento em tubo circular a seção plena	Com ondulações de 2 2/3"x ½"	0,012 a 0,024
Tubo metálico espiralado	Paredes lisas	0,012 a 0,013
Tubo corrugado de polietileno	Paredes lisas	0,009 a 0,015
Tubo corrugado de polietileno		0,018 a 0,025
Tubo de PVC	Paredes lisas	0,009 a 0,011

Fonte: FHWA-= Hydraulics Design of Highway Culverts, p. 208 setembro de 2001

Tabela 15.8Coeficientes de perdas de cargas na entrada de bueiros para controle de saída para escoamento à seção plena ou não. He= k_e (v^2/ 2g)

Tipo de estrutura e projeto da entrada	Coeficiente k_e
Tubo de concreto	
Seguindo a saia de aterro do bueiro	0,7
Entrada projetante no aterro com borda em angulo	0,5
Muro de testa e muros de alas com borda em ângulo reto	0,5
Muro de testa e muros de alas com canto arredondado (raio= 1/12 D)	0,2
Entrada projetante do aterro com ranhuras	0,2
Chanfros de 33,7° ou 45°	0,2
Entrada lateral e inferior inclinada	0,2
Tubo ou arco de metal corrugado	
Projetante no aterrro sem muro de testa	0,9
Seguindo a saia do aterro	0,7
Com muro de testa e muros de alas em ângulo reto	0,5
Com chanfros de 33,7° ou 45 °	0,2
Entrada lateral e inferior inclinada	0,2
Concreto pré-moldado retangular	
Muros de alas paralelos com topo em ângulo reto	0,7
Muros de alas de 10° a 25° ou de 30° a 75° com topo em ângulo reto	0,5
Com muro de testa paralelo ao aterro e sem muros de alas e com ângulos retos	0,5
Com muro de testa paralelo ao aterro e ângulos arredondados em três lados	0,2
Com muros de alas de 30° a 75° com topo e bordas arredondadas	0,2
Entrada lateral e inferior inclinada	0,2

Fonte: Normann et al. (1985) *in* Mays, Water Resources Engineering, p. 659

Conforme Figura (15.5) a linha de energia para escoamento em bueiro que tem o escoamento a seção plena é dado pela seguinte equação:

$$\mathbf{HWo = TW + V_d^{\,2} / 2g + H_0 + H_e + H_f}$$

Onde HWo é a carga acima da geratriz inferior da saida do bueiro e TW é o *tailwater*, isto é, a profundidade medida a partir da geratriz inferior do bueiro na saída do mesmo.

Desprezando-se a velocidade Vd teremos:

$$\mathbf{HWo = TW + H_0 + H_e + H_f} \qquad \textbf{(Equação 15.26)}$$

que é válida para quando o bueiro está com escoamento a seção plena, isto é, TW > = D.

Quando a seção do escoamento no bueiro **não for plena**, usa-se relação empírica que é:

$$\mathbf{H = HWo - ho} \qquad \textbf{(Equação 15.27)}$$

Onde ho é:

ho = maior [TW, (D +dc)/2]

Segundo Mays e Tuncok, capítulo 15.12 do livro *Hydraulic Design Handbook*, o FHWA para evitar os cálculos tediosos quando a seção não é plena acharam que o ponto da linha de energia na saída do bueiro está no ponto entre a altura critica e o diâmetro do bueiro e pode ser calculado pela média (D +dc)/2. Foi observado que o valor de TW deve ser usado somente se for maior do que (D +dc)/2.

Então a equação para carga necessária HW na entrada devida ao controle do bueiro na saida, será:

$$\mathbf{HW = H + ho - L.\,S} \qquad \textbf{(Equação 15.28)}$$

HW= carga na entrada do bueiro devido a seção de controle na saída (m)
H=somatória das perdas de cargas localizadas e distribuídas ao longo do bueiro (m)
L= comprimento do bueiro (m)
S=declividade do bueiro (m/m).
TW= *tailwater*. É a altura da água na seção de saída. A profundidade do *tailwater* pode ser calculada pela geometria da seção do canal após a saída do bueiro. O *tailwater* é medido a partir da geratriz inferior da seção de saída do bueiro. A altura do TW é importante, pois pode afetar a velocidade de saída dentro do bueiro.
D= altura do bueiro (m)
dc= altura crítica do nível de água (m)

ho = maior [TW, (D +dc)/2] **(Equação 15.29)**

Exemplo 15.12
Achar o valor de ho, sendo dado TW=0,90m D= 1,22m e dc= 1,11m.
A média de D e dc será (1,22+1,11)/2 = 1,17m
Portanto, ho deverá ser o maior entre TW=0,90m e a média achada de 1,17m.

Então ho= 1,17m

Altura crítica de um bueiro de seção retangular

A altura crítica em um bueiro seção retangular pode ser calculada pela seguinte equação:

$$dc = [\ (Q/\ B)^2 / g\ ]^{(1/3)} \qquad \textbf{(Equação 15.30)}$$

Exemplo 15.13

Achar a altura critica de um bueiro de seção retangular sendo a vazão da bacia hidrográfica de 4,59m^3/s, a largura B do bueiro igual a 1,22m.

$$dc = [\ (Q/\ B)^2 / g\ ]^{(1/3)}$$
$$dc = [\ (\ 4{,}59/\ 1{,}22)^2 / 9{,}81\ ]^{(1/3)} \quad = 1{,}13m$$

Portanto, a altura crítica do bueiro é de 1,13m.

Para bueiros de seção circular a melhor maneira para se obter a altura crítica é usar nomogramas já existentes e de amplo conhecimento, como o citado no livro de Drenagem Urbana, editada pela CETESB e DAEE de São Paulo em 1980.

Exemplo 15.14

Calcular a carga na entrada de um bueiro, considerando a seção de controle na saída sendo fornecidos a perda de carga total H= 0,81m, o comprimento L=36,6m a declividade S=0,005m/m e a altura ho já calculada de ho= 1,17m.

A Figura (15.7) mostra a linha de energia considerando $V^2/2g$ (EGL) e não considerando (HGL).

$$HW = H + ho\ - L.\ S$$
$$HW = 0{,}81 + 1{,}17\ - (36{,}6.\ 0{,}005) = 0{,}81 + 1{,}17 - 0{,}18 = 1{,}80m$$

Portanto, a carga na entrada devido a seção de controle da saída é HW=1,80m

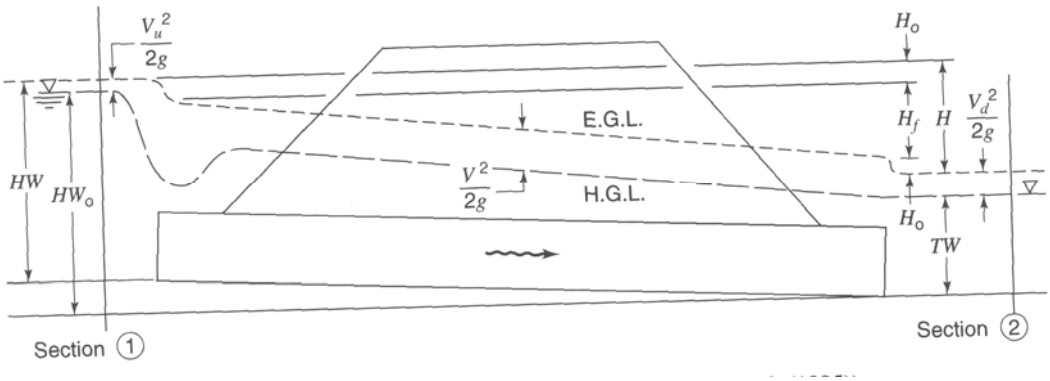


Figura 15.7- Linha de energia para escoamento a seção plena p. 660 *Mays, Water Resources Engineering from Normann et al. (1985).*

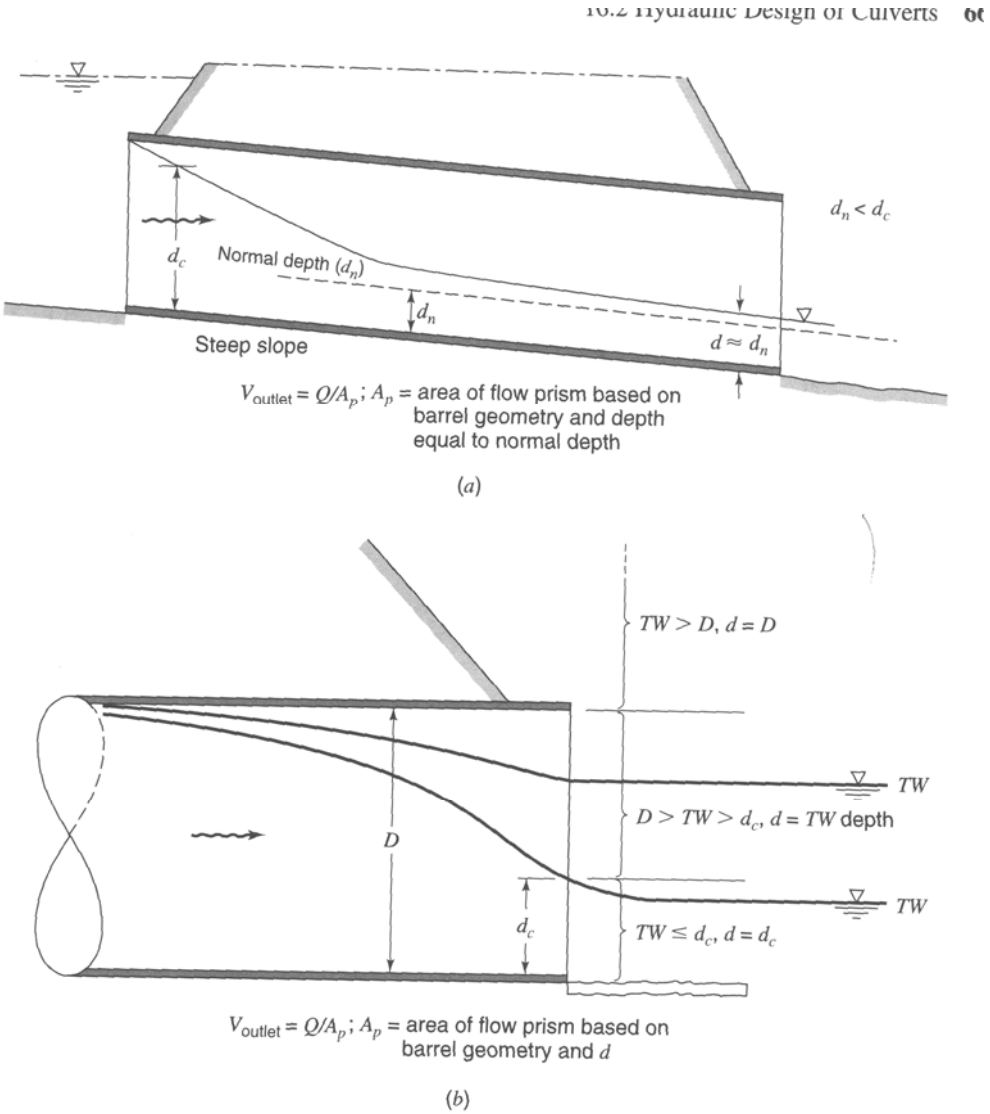


Figure 16.2.9 Outlet velocity for (*a*) inlet and (*b*) outlet control (from Normann et al. (1985)).

Figura 15.8- Velocidade no bueiro na entrada (a) e na saida (b) conforme *Normann et al. (1985) p. 663 do Mays, Water Resources Engineering*

Velocidade no bueiro: depende se a seção de controle está na entrada ou na saida

A velocidade da água no bueiro pode ser verificada através da Figura (15.8) onde estão os critérios para a velocidade do bueiro.

Há duas maneiras básicas de se calcular a velocidade no bueiro, uma quando a seção de controle é na entrada e outra quando a seção de controle é na saída.

Quando a seção de controle é na entrada, deve-se seguir a Figura (15.8) no item a) e deverá ser considerado a profundidade normal yn=dn=d.

Quando a seção de controle é na saída do bueiro, deve-se usar o procedimento b) da Figura (15.8) que é mais complicado e que deve ter os seguintes procedimentos.

Considerando uma seção retangular cuja altura do bueiro é D, o tailwater TW, dc é a profundidade crítica e d é a profundidade do bueiro que nós consideraremos quando vamos calcular a velocidade no mesmo.

Devemos comparar TW, D e dc com o seguinte critério, que consta no livro *Hydraulic Design Handbook* do *Larry W. Mays*, capítulo 15.14.

- **Se TW < dc então se adota d=dc**
- **Se TW > dc e TW < D se adota d=TW**
- **Se TW > D se adota d=D**

Exemplo 15.15 quando o controle está na saida

Qual o valor da altura de água no bueiro que será adotado, quando o tailwater Tw=1,40m dc= 1,34m e altura de D=1,50m.

Como TW >dc e como TW < D adota-se d=1,40m que é o valor de TW.

Portanto, o valor a ser considerado para o cálculo da velocidade é d=1,40m

Exemplo 15.16 quando o controle está na saida

Qual o valor da altura de água no bueiro que será adotado, quando o *tailwater* Tw=0,87m dc= 1,34m e altura de D=1,50m.

Como TW <dc adota-se d=1,34m que é o valor de dc. Portanto, o valor a ser considerado para o cálculo da velocidade é d=1,34m

Exercício 15.17- Aplicação do método semi-empírico do Federal Highway Administration (FHWA)

Um bueiro de concreto armado com 60m de comprimento deve conduzir a vazão de Q=11,33m^3/s para tempo de retorno de 50anos e a declividade do bueiro é S=0,015m/m e n=0,012.

A conta de fundo do bueiro é 140m, a cota da estrada 155m e a cota máxima que a enchente pode atingir é 150m.

Foi arbitrado para o bueiro a largura de B=2,0m e altura D=1,50m.

O canal à jusante do bueiro tem 3,00m x 3,00m.

Primeiro passo: Determinação da vazão de pico usando os conceitos de Hidrologia

Foi usado o período de retorno de 50anos e achada a vazão de pico na bacia na seção em questão sendo Q= 11,33m^3/s.

Segundo passo: **dimensões a jusante do bueiro**

As dimensões a jusante do bueiro é de seção retangular com 3,00m de largura por 3,00m de altura.

Terceiro passo: selecionamos uma seção.

Escolhemos uma seção retangular com largura de 2,0m e altura de 1,50m.

Quarto passo: **cálculo da carga de controle supondo a seção na entrada HW=HWi**

Primeiramente calculamos a relação:

$$(Q/ A D^{0,5}) \geq 2,21$$

$$(11,33/ (1,5 . 2,0) 1,5^{0,5}) = 3,08 > 2,21$$

Portanto, usamos a Equação (15.21).

$$(HWi /D) = c . (1,811. Q/ A . D^{0,5})^2 + Y + Z$$

Usando a Tabela (15.5) achamos os coeficientes c, Y e adotamos Z=-0,5.S

c= 0,0314
Y=0,82
Z= -0,5. S = - 0,0075
Substituindo os valores:

$$(HWi /D) = c . (1,811. Q/ A . D^{0,5})^2 + Y + Z$$

$$(HWi /1,50) = 0,0314 . (1,811. 11,33/ 3,00 . 1,5^{0,5})^2 + 0,82 – 0,0075 = 1,79$$

HWi= 1,5 . 1,79 =2,69m

Portanto **HWi= 2,69m**

Quinto Passo: achar a carga na entrada quando o controle é na saída

O *tailwater* TW=0,90 é fornecido no problema. O TW pode ser calculado no trecho a jusante do bueiro por *backwater computation* ou é a profundidade normal.

Calculamos a profundidade crítica dc

$$dc = [(Q/ B)^2 / g]^{(1/3)}$$

$$dc = [(11,33/ 2,00)^2 / 9,81]^{(1/3)} = 1,49m$$

Achamos a média entre dc e D.
(dc+D)/2 = (1,49 + 1,50)/2 = 1,49m
O valor de ho será o maior entre TW e a média obtida
ho = maior [TW, (D +dc)/2]
ho = maior [0,90, 1,49]
ho=1,49m

O valor de Ke é tirado da Tabela (15.8) sendo ke=0,2.

Vamos a carga H supondo que o bueiro funcione a seção plena.
Sendo a área da seção A= 3,00m^2 a velocidade será V= 11,33/ 3,00 =3,78m/s
O perímetro molhado P= 2,00 . 2 + 1,5 . 2 =7,00m
O raio hidráulico R= A/P = 3,00/ 7,00 = 0,43m
O coeficiente de Manning adotado segundo a Tabela (15.7) para concreto é n=0,012
O termo $V^2/ 2g = 3,78^2/ 2. 9,81 =0,73$

A parcela da perda de carga distribuída hf será:

$$H = [\ 1 + K_e + (20\ n^2\ L\ ) / R^{1,33}\ ]\ .\ V^2/2g$$

$$H = [\ 1 + 0,02 + (20\ 0,012^2\ .60\ ) / 0,43^{1,33}\ ]\ .\ 0,73 = 1,43m$$

Sétimo Passo: calculo da carga na entrada supondo o controle na saida
Vamos achar a carga na entrada supondo o controle na saida, conforme hipótese inicial.
HW = H + ho - L. S
HWout= 1,43 + 1,49 - (60,0 . 0,015) = 2,02m
Portanto a carga HWout devido a suposição do controle na saída é 2,02m.

Oitavo passo: verificação onde está o controle do bueiro
A carga HW calculada supondo a carga na entrada HWi= 2,69m e a carga na entrada supondo o controle na saída é de HWout = 2,02m. Conforme recomendação da FHWA, deve-se tomar o maior dos dois e, portanto a conclusão é que o controle está na entrada e a carga HW a ser considerada deverá ser de 2,69m.

Nono passo: verificação de que a cota não ultrapasse o limite imposto
A cota na geratriz inferior do bueiro é 140,00m e somando 2,69m teremos a cota de 142,69m que é menor que a cota de 145m admitida como máximo a ser atingida.

Décimo passo: calculo da velocidade na saída do bueiro
Como se trata de controle na entrada a velocidade deverá ser levado em conta a Figura (15.8) e, portanto deverá ser usada a profundidade normal do bueiro de seção retangular.
O calculo é feito por tentativas para se achar o valor de yn do bueiro, tendo-se a vazão, a declividade e coeficiente de rugosidade de Manning.
O valor da profundidade normal yn= 0,91m e a velocidade na seção de saída é V=6,23m que é muito grande, pois deveria ser no máximo de 5m.
A melhor solução é aumentar a largura da seção para diminuir a velocidade.

Décimo primeiro passo: **verificação da necessidade de *rip-rap***
É necessário comparar a velocidade no bueiro de 6,23m/s com a velocidade a jusante do bueiro que é obtida pela seção que foi fornecida de 3,00x 3,00 e cujo valor é v= 11,33/(3*0,90) = 4,19m/s.
Fazemos a relação entre as mesmas: 6,23m/s / 4,19m/s =1,45< 1,50, portanto como é menor que 1,50 não precisa de *riprap* na saída do bueiro.

Décimo segundo passo: **recalcular tudo novamente**
Como a velocidade no bueiro foi de 6,22m/s> 5m/s, devemos aumentar a seção e recomeçar todos os cálculos novamente.

Exercício 15.18- Aplicação do método semi-empírico do Federal Highway Administration (FHWA)
Um bueiro de concreto armado com 60m de comprimento deve conduzir a vazão de Q=11,33m^3/s para tempo de retorno de 50anos e a declividade do bueiro é S=0,015m/m e n=0,012.

A conta de fundo do bueiro é 140m, a cota da estrada 155m e a cota máxima que a enchente pode atingir é 150m.

Foi arbitrado para o bueiro a largura de B=3,50m e altura D=2,50m.

O canal à jusante do bueiro tem 3,00m x 3,00m.

Primeiro passo: Determinação da vazão de pico usando os conceitos de Hidrologia

Foi usado o período de retorno de 50anos e achada a vazão de pico na bacia na seção em questão sendo Q= 11,33m^3/s.

Segundo passo: **dimensões a jusante do bueiro**

As dimensões a jusante do bueiro é de seção retangular com 3,00m de largura por 3,00m de altura.

Terceiro passo: selecionamos uma seção.

Escolhemos uma seção retangular com largura de 3,5m e altura de 2,50m.

Quarto passo: **cálculo da carga de controle supondo a seção na entrada HW=HWi**

Primeiramente calculamos a relação:

$$(Q/ A D^{0,5}) \leq 1,93$$

$$(11,33/ (3,5 . 2,5) 1,5^{0,5}) = 0,82 < 1,93$$

Portanto, usamos a Equação (15.22).

$$(HWi /D) = (Hc/ D) + K . (1,811. Q/ A . D^{0,5})^{M} + Z \quad \text{para } (Q/ A D^{0,5}) \leq 1,93$$

Usando a Tabela (15.5) achamos os coeficientes K, M e adotamos Z=-0,5.S

K=0,7950
M=0,667
Z= -0,5. S = - 0,0075

$$dc = [(Q/ B)^2 / g]^{(1/3)}$$
$$dc = [(11,33/ 3,50)^2 / 9,81]^{(1/3)} = 1,02m$$

Vc= Q/A = Q/ (dc . largura)= 11,33/(1,02 . 3,50) =3,17m/s

Mas $Hc=dc + Vc^2 / 2.g$ $=1,02 + 3,17^2 / (2. 9,81) = 1,53m$

Substituindo os valores:

$$(HWi /D) = (Hc/ D) + K . (1,811. Q/ A . D^{0,5})^{M} + Z$$
$$(HWi /D) = (1,53/ 2,50) + 0,7950 . (1,811. 11,33/ 8,75 . 2,5^{0,5})^{0,667} - 0,0075$$

(HWi /D) = 1,25
(HWi /2,50) = 1,25
HWi= 1,25 . 2,50 =2,19m

Portanto **HWi= 2,19m**

Quinto Passo: achar a carga na entrada quando o controle é na saída

O *tailwater* TW=0,90 é fornecido no problema. O TW pode ser calculado no trecho a jusante do bueiro por *backwater computation* ou é a profundidade normal.

Calculamos a profundidade crítica dc

$$dc = [(Q/ B)^2 / g]^{(1/3)}$$

$$dc = [(11,33/ 3,50)^2 / 9,81]^{(1/3)} = 1,02m$$

Achamos a média entre dc e D.

(dc+D)/2 = (1,02 + 2,50)/2 = 1,76m

O valor de ho será o maior entre TW e a média obtida

ho = maior [TW, (D +dc)/2]

ho = maior [0,90, 1,76]

ho=1,76m

O valor de Ke é tirado da Tabela (15.7) sendo ke=0,2.

Vamos a carga H supondo que o bueiro funcione a seção plena.
Sendo a área da seção A= 8,75m^2 a velocidade será V= 11,33/ 8,75 =1,29m/s
O perímetro molhado P= 3,50 . 2 + 2,5 . 2 =12,00m
O raio hidráulico R= A/P = 8,75/ 12,00 = 0,73m
O coeficiente de Manning adotado segundo a Tabela (15.8) para concreto é n=0,012
O termo $V^2/ 2g = 1,29^2/ 2. 9,81 =0,09$

A parcela da perda de carga distribuída hf será:

$$H = [1 + K_e + (20 n^2 L) / R^{1,33}] . V^2/2g$$

$$H = [1 + 0,02 + (20\ 0,012^2 .60) / 0,73^{1,33}] . 0,09= 0,14m$$

Sétimo Passo: calculo da carga na entrada supondo o controle na saida

Vamos achar a carga na entrada supondo o controle na saida, conforme hipótese inicial.

HW = H + ho - L. S

HWout= 0,14 + 1,76 - (60,0 . 0,015) = 1,00m

Portanto a carga HWout devido a suposição do controle na saída é 1,00m.

Oitavo passo: verificação onde está o controle do bueiro

A carga HW calculada supondo a carga na entrada HWi= 2,19m e a carga na entrada supondo o controle na saída é de HWout = 1,00m. Conforme recomendação da FHWA, deve-se tomar o maior dos dois e, portanto a conclusão é que o controle está na entrada e a carga HW a ser considerada deverá ser de 2,19m.

Nono passo: verificação de que a cota não ultrapasse o limite imposto

A cota na geratriz inferior do bueiro é 140,00m e somando 2,19m teremos a cota de 142,19m que é menor que a cota de 145m admitida como máximo a ser atingida.

Décimo passo: calculo da velocidade na saída do bueiro

Como se trata de controle na entrada a velocidade deverá ser levado em conta a Figura (15.8) e, portanto deverá ser usada a profundidade normal do bueiro de seção retangular.

O calculo é feito por tentativas para se achar o valor de yn do bueiro, tendo-se a vazão, a declividade e coeficiente de rugosidade de Manning.

O valor da profundidade normal yn= 0,56m e a velocidade na seção de saída é V=5,78m que é grande, pois deveria ser no máximo de 5m.

A melhor solução é aumentar a largura da seção para diminuir a velocidade.

Décimo primeiro passo: **verificação da necessidade de *rip-rap***

É necessário comparar a velocidade no bueiro de 5,78m/s com a velocidade a jusante do bueiro que é obtida pela seção que foi fornecida de 3,00x 3,00 e cujo valor é v= 11,33/(3*0,90) = 4,19m/s.

Fazemos a relação entre as mesmas: 5,78m/s / 4,19m/s =1,45< 1,50, portanto como é menor que 1,50 não precisa de *riprap* na saída do bueiro.

Décimo segundo passo: **recalcular tudo novamente**

Apesar da velocidade no bueiro 5,78m/s> 5m/s, podemos aceitar a seção considerada no inicio, ou seja 3,50m de largura por 2,50m de altura.

Exercício 15.19- Aplicação do método semi-empírico do Federal Highway Administration (FHWA)

Um bueiro de concreto armado com 200m de comprimento deve conduzir a vazão de Q=11,33m^3/s para tempo de retorno de 50anos e a declividade do bueiro é S=0,005m/m e n=0,012.

Importante observar que a mudamos a declividade e o comprimento para dar um exemplo de aplicação com controle na saída.

A conta de fundo do bueiro é 140m, a cota da estrada 155m e a cota máxima que a enchente pode atingir é 150m.

Foi arbitrado para o bueiro a largura de B=1,70m e altura D=1,70m.

O canal à jusante do bueiro tem 3,00m x 3,00m.

Primeiro passo: Determinação da vazão de pico usando os conceitos de Hidrologia

Foi usado o período de retorno de 50anos e achada a vazão de pico na bacia na seção em questão sendo Q= 11,33m^3/s.

Segundo passo: **dimensões a jusante do bueiro**

As dimensões a jusante do bueiro é de seção retangular com 3,00m de largura por 3,00m de altura.

Terceiro passo: selecionamos uma seção.

Escolhemos uma seção retangular com largura de 1,70m e altura de 1,70m.

Quarto passo: **cálculo da carga de controle supondo a seção na entrada HW=HWi**

Primeiramente calculamos a relação:

$$(Q/ A D^{0,5}) \geq 2,21$$

$$(11,33/ (1,7 . 1,7) 1,7^{0,5}) = 3,01 > 2,21$$

Portanto, usamos a Equação (15.21).

$$(HWi /D) = c . (1,811. Q/ A . D^{0,5})^2 + Y + Z$$

Usando a Tabela (15.5) achamos os coeficientes c, Y e adotamos Z=-0,5.S

c= 0,0314
Y=0,82
Z= -0,5. S = - 0,0025
Substituindo os valores:

$$(HWi /D) = c . (1,811. Q/ A . D^{0,5})^2 + Y + Z$$

$$(HWi /1,70) = 0,0314 . (1,811. 11,33/ 2,89 . 1,7^{0,5})^2 + 0,82 – 0,0025 = 2,08$$

HWi= 1,70 . 2,08 =3,45m

Portanto **HWi= 3,45m**

Quinto Passo: achar a carga na entrada quando o controle é na saída

O *tailwater* TW=0,90 é fornecido no problema. O TW pode ser calculado no trecho a jusante do bueiro por backwater computation ou é a profundidade normal.

Calculamos a profundidade crítica dc

$$dc = [(Q/ B)^2 / g]^{(1/3)}$$

$$dc = [(11,33/ 1,70)^2 / 9,81]^{(1/3)} = 1,65m$$

Achamos a média entre dc e D.
(dc+D)/2 = (1,65 + 1,70)/2 = 1,68m
O valor de ho será o maior entre TW e a média obtida
ho = maior [TW, (D +dc)/2]
ho = maior [0,90, 1,68]
ho=1,68m

O valor de Ke é tirado da Tabela (15.8) sendo ke=0,2.

Vamos a carga H supondo que o bueiro funcione a seção plena.
Sendo a área da seção A= 2,89m^2 a velocidade será V= 11,33/ 2,89 =3,92m/s
O perímetro molhado P= 1,70 . 2 + 1,7 . 2 =6,80m
O raio hidráulico R= A/P = 2,89/ 6,80 = 0,43m
O coeficiente de Manning adotado segundo a Tabela (15.7) para concreto é n=0,012.
O termo $V^2/ 2g = 3,92^2/ 2. 9,81 =0,012$

A parcela da perda de carga distribuída hf será:

$$H = [\ 1 + K_e + (20\ n^2\ L\ ) / R^{1,33}\ ]\ .\ V^2/2g$$

$$H = [\ 1 + 0,02 + (20\ .\ 0,012^2\ .200,00\ ) / 0,43^{1,33}\ ]\ .\ 0,012 = 2,98m$$

Sétimo Passo: calculo da carga na entrada supondo o controle na saida
Vamos achar a carga na entrada supondo o controle na saida, conforme hipótese inicial.
HW = H + ho - L. S
HWout= 2,98 + 1,68 - (200,00 . 0,005) = 3,66m
Portanto a carga HWout devido a suposição do controle na saída é 3,66m.

Oitavo passo: verificação onde está o controle do bueiro
A carga HW calculada supondo a carga na entrada HWi= 3,54m e a carga na entrada supondo o controle na saída é de HWout = 3,66m. Conforme recomendação da FHWA, deve-se tomar o maior dos dois e, portanto a conclusão é que o **controle está na saida** e a carga HW a ser considerada deverá ser de 3,66m.

Nono passo: verificação de que a cota não ultrapasse o limite imposto
A cota na geratriz inferior do bueiro é 140,00m e somando 3,66m teremos a cota de 143,66m que é menor que a cota de 145m admitida como máximo a ser atingida.

Décimo passo: calculo da velocidade na saída do bueiro
Como se trata de controle na saida a velocidade deverá ser levado em conta a Figura (15.8) e, portanto deverão ser usadas as comparações entre o TW, o D e yc.
O valor de TW=0,90m, D=1,70m yc=1,65m
Como yc>TW então usamos a profundidade d=yc=1,65m
V=11,33/ (1,65 . 1,70) = 4,04 m/s < 5,00 m/s

Décimo primeiro passo: **verificação da necessidade de *rip-rap***
É necessário comparar a velocidade no bueiro de 4,04m/s com a velocidade a jusante do bueiro que é obtida pela seção que foi fornecida de 3,00x 3,00 e cujo valor é:
V= 11,33/(3 .0,90) = 4,19m/s.
Não há necessidade de *riprap.*

Décimo segundo passo: **recalcular tudo novamente**
Como a velocidade no bueiro foi de 4,04m/s<5m/s damos como resolvido o problema.

Observação
Com o aumento do comprimento e diminuição da declividade o bueiro vai trabalhar praticamente como uma canalização qualquer. A carga na entrada é de 3,66m acima do fundo do bueiro que tem altura de 1,70m. O bueiro está afogado e está funcionando com altura de escoamento igual a altura crítica que é 1,65m. O bueiro está quase trabalhando a seção plena.

Exercício 15.20- Aplicação do método semi-empírico do Federal Highway Administration (FHWA)

Um bueiro de concreto armado com 12m de comprimento deve conduzir a vazão de $Q=40,00m^3/s$ para tempo de retorno de 100anos e a declividade do bueiro é S=0,0105m/m e n=0,015 (Bueiro dos Pereira, Terra Preta, Mairiporã, Plinio Tomaz).

A conta de fundo do bueiro é 910m, a cota da estrada 915m e a cota máxima que a enchente pode atingir é 914m.

Foi arbitrado 2 (dois) bueiros com largura de B=2,50m e altura D=2,50m.

O canal à jusante do bueiro seção trapezoidal com 3,00m de base, altura de 2,00m e 9,00m de largura na parte superior. A área é de $16m^2$.

Primeiro passo: Determinação da vazão de pico usando os conceitos de Hidrologia

Foi usado o período de retorno de 100anos e achada a vazão de pico na bacia na seção em questão sendo a metadade de $40m^3/s$ ou seja $Q= 20,00m^3/s$.

Segundo passo: **dimensões a jusante do bueiro**

O canal à jusante do bueiro seção trapezoidal com 3,00m de base, altura de 2,00m e 9,00m de largura na parte superior. A área é de $16m^2$.

Terceiro passo: selecionamos uma seção.

Escolhemos uma seção retangular com largura de 2,50m e altura de 2,50m.

Quarto passo: **cálculo da carga de controle supondo a seção na entrada HW=HWi**

Primeiramente calculamos a relação:

$$(Q/ A D^{0,5}) \leq 1,93$$

$$(20,00/ (6,25 . 1,5) 1,5^{0,5}) = 2,02$$

Observar que o valor da relação obtido foi de 2,02 que não é menor que 1,93 e não é maior que 2,2. Vamos então supor que o valor obtido seja menor que 1,93 em que funcionará como vertedor,

Portanto, usamos a Equação (15.22).

$$(HWi /D) = (Hc/ D) + K . (1,811. Q/ A . D^{0,5})^{M} + Z$$

Usando a Tabela (15.25) para seçao retangular com muros de ala alargado de 30º a 75º achamos os coeficientes K, M e adotamos Z=-0,5.S

K=0,0260
M=1,00
Z= -0,5. S = - 0,00525

$$dc = [(Q/ B)^2 / g]^{(1/3)}$$

$$dc = [(20,00/ 2,50)^2 / 9,81]^{(1/3)} = 1,87m$$

Vc= Q/A = Q/ (dc . largura)= 20,00/(1,87 . 2,50) =4,28m/s

Mas $Hc=dc + Vc^2 / 2.g = 1,87 + 4,28^2 / (2.\ 9,81) = 2,80m$

Substituindo os valores:
$(HWi /D) = (Hc/ D) + K . (1,811. Q/ A . D^{0,5})^{M} + Z$
$(HWi /D) = (2,80/ 2,50) + 0,0260 . (1,811 . 20,00/ 6,25 . 2,5^{0,5})^{1,00} - 0,00525$

$(HWi /D) = 1,21$
$(HWi /2,50) = 1,21$
$HWi= 1,21 . 2,50 =3,03m$

Portanto **HWi= 3,03m**

Quinto Passo: achar a carga na entrada quando o controle é na saída

O *tailwater* TW=1,00 é fornecido no problema. O TW pode ser calculado no trecho a jusante do bueiro por *backwater computation* ou é a profundidade normal.

Calculamos a profundidade crítica dc

$$dc = [(Q/ B)^2 / g]^{(1/3)}$$
$$dc = [(20,00/ 2,50)^2 / 9,81]^{(1/3)} = 1,87m$$

Achamos a média entre dc e D.
$(dc+D)/2 = (1,87 + 2,50)/2 = 2,18m$
O valor de ho será o maior entre TW e a média obtida
ho = maior [TW, (D +dc)/2]
ho = maior [1,00, 2,18]
ho=2,18m

O valor de Ke é tirado da Tabela (15.8) sendo ke=0,2.

Vamos a carga H supondo que o bueiro funcione a seção plena.
Sendo a área da seção $A= 6,25m^2$ a velocidade será V= 20,00/ 6,25 =3,20m/s
O perímetro molhado P= 2,50 . 2 + 2,5 . 2 =10,00m
O raio hidráulico R= A/P = 6,25/ 10,00 = 0,68m
O coeficiente de Manning adotado segundo a Tabela (15.7) para concreto é n=0,015
O termo $V^2/ 2g = 3,20^2/ 2.\ 9,81 =0,52$

A parcela da perda de carga distribuída hf será:

$$H = [1 + K_e + (20\ n^2\ L) / R^{1,33}] . V^2/2g$$

$$H = [1 + 0,02 + (20\ 0,015^2 .12) / 0,68^{1,33}] . 0,52= 0,70m$$

Sétimo Passo: calculo da carga na entrada supondo o controle na saida

Vamos achar a carga na entrada supondo o controle na saida, conforme hipótese inicial.
HW = H + ho - L. S
HWout= 0,70 + 2,18 - (12,00 . 0,0105) = 2,76m
Portanto a carga HWout devido a suposição do controle na saída é 2,76m.

Oitavo passo: verificação onde está o controle do bueiro

A carga HW calculada supondo a carga na entrada HWi= 3,03m e a carga na entrada supondo o controle na saída é de HWout = 2,76m. Conforme recomendação da FHWA, deve-se tomar o maior dos dois e, portanto a conclusão é que o controle está na entrada e a carga HW a ser considerada deverá ser de 3,03m.

Nono passo: verificação de que a cota não ultrapasse o limite imposto

A cota na geratriz inferior do bueiro é 910,00m e somando 3,03m teremos a cota de 913,03m que é menor que a cota de 914m admitida como máximo a ser atingida.

Décimo passo: calculo da velocidade na saída do bueiro

Como se trata de controle na entrada a velocidade deverá ser levado em conta a Figura (15.8) e, portanto deverá ser usada a profundidade normal do bueiro de seção retangular.

O calculo é feito por tentativas para se achar o valor de yn do bueiro, tendo-se a vazão, a declividade e coeficiente de rugosidade de Manning.

O valor da profundidade normal yn= 1,51m e a velocidade na seção de saída é V=5,30m que é grande, pois deveria ser no máximo de 5m.

Décimo primeiro passo: **verificação da necessidade de *rip-rap***

É necessário comparar a velocidade no bueiro de 5,30m/s com a velocidade a jusante do bueiro que é obtida pela seção que foi fornecida de 3,00x 3,00 e cujo valor é v= 40,00/(16) = 2,50m/s.

Fazemos a relação entre as mesmas: 5,30m/s / 2,50m/s =2,12 > 1,50, portanto como é maior que 1,50 precisa de *riprap* na saída do bueiro.

Décimo segundo passo: **recalcular tudo novamente**

Aceitamos a seção considerada de 2,50m x 2,50m x 2.

Exercício 15.21- Aplicação do método semi-empírico do Federal Highway Administration (FHWA)

Um bueiro de PVC Tigre denominado Ribloc com diâmetro de 2,00m e 100m de comprimento deve conduzir a vazão de Q=8,13m^3/s para tempo de retorno de 100anos e a declividade do bueiro é S=0,0109m/m e n=0,010 (PVC). Local: Terra Preta, Mairiporã, Córrego Terra Preta, 2001.

A conta de fundo do bueiro é 932,00m, a cota da estrada 936,00m e a cota máxima que a enchente pode atingir é 935,00m.

Foi arbitrado para o bueiro o diâmetro 2,00.

O canal à jusante do bueiro tem 3,00m x 3,00m.

Primeiro passo: Determinação da vazão de pico usando os conceitos de Hidrologia

Foi usado o período de retorno de 100anos e achada a vazão de pico na bacia na seção em questão sendo Q= 8,13m^3/s.

Segundo passo: **dimensões a jusante do bueiro**

As dimensões a jusante do bueiro é de seção retangular com 3,00m de largura por 3,00m de altura.

Terceiro passo: selecionamos uma seção.

Escolhemos uma seção com diâmetro de 2,00m.

Quarto passo: **cálculo da carga de controle supondo a seção na entrada HW=HWi**

Primeiramente calculamos a relação:

$$(Q/ A D^{0,5}) \leq 1,93$$

$$(8,13/ (3,1416 . 2,0^{0,5}) = 1,83 < 1,93$$

Portanto, usamos a Equação (15.22).

$$(HWi /D) = (Hc/ D) + K . (1,811. Q/ A . D^{0,5})^{M} + Z$$

Usando a Tabela (15.5) achamos os coeficientes K, M e adotamos Z=-0,5.S

K=0,0340 (entrada projetante, bueiro com chapas)
M=1,50
Z= -0,5. S = - 0,00545

Para calcular yc da seção circular usamos estimativa:

$\psi = Q^2 / g = 8,13^2 / 9,81$
$yc = (1,01 / D^{0,26}) . \psi^{0,25}$
$yc = (1,01 / 2,00^{0,26}) . (8,13^{2} / 9,81)^{0,25}$
yc=1,36m

Para achar a velocidade critica, usamos as relações do livro "Previsão de Consumo de Água" p.209.

Achamos Vc= 4,10m/s

Mas $Hc=dc + Vc^2 / 2.g = 1,36 + 4,10^{2} / (2. 9,81) = 2,22m$

Substituindo os valores:
$(HWi /D) = (Hc/ D) + K . (1,811. Q/ A . D^{0,5})^{M} + Z$
$(HWi /D) = (2,22/ 2,00) + 0,0340 . (1,811 . 8,13/ 3,1416 . 2,0^{0,5})^{1,50} - 0,00545$

(HWi /D) = 1,31
(HWi /2,00) = 1,31
HWi= 1,31 . 2,00 =2,62m

Portanto **HWi= 2,62m**

Quinto Passo: achar a carga na entrada quando o controle é na saída

O *tailwater* TW=1,00 é fornecido no problema. O TW pode ser calculado no trecho a jusante do bueiro por *backwater computation* ou é a profundidade normal.

Achamos a média entre dc e D.
(dc+D)/2 = (1,36 + 2,00)/2 = 1,68m
O valor de ho será o maior entre TW e a média obtida
ho = maior [TW, (D +dc)/2]
ho = maior [1,00, 1,68]
ho=1,68m

O valor de Ke é tirado da Tabela (15.7) sendo ke=0,2.

Vamos a carga H supondo que o bueiro funcione a seção plena.
Sendo a área da seção A= 8,75m^2 a velocidade será V= 8,13/ 3,1316 =2,59m/s
O perímetro molhado P= 6,28m
O raio hidráulico R= A/P = 3,1416/ 6,28 = 0,50m
O coeficiente de Manning adotado segundo a Tabela (15.7) para concreto é n=0,010
O termo $V^2/ 2g = 2,59^2/ 2. 9,81 =0,34$
A parcela da perda de carga distribuída hf será:

$$H = [1 + K_e + (20 n^2 L) / R^{1,33}] . V^2/2g$$

$$H = [1 + 0,02 + (20\ 0,012^2 .60) / 0,73^{1,33}] . 0,34= 0,66m$$

Sétimo Passo: calculo da carga na entrada supondo o controle na saida
Vamos achar a carga na entrada supondo o controle na saida, conforme hipótese inicial.
HW = H + ho - L. S
HWout= 0,66 + 1,68 - (100 . 0,0109) = 1,25m

Oitavo passo: verificação onde está o controle do bueiro
A carga HW calculada supondo a carga na entrada HWi= 2,62m e a carga na entrada supondo o controle na saída é de HWout = 1,25m. Conforme recomendação da FHWA, deve-se tomar o maior dos dois e, portanto a conclusão é que o controle está na entrada e a carga HW a ser considerada deverá ser de 2,62m.

Nono passo: verificação de que a cota não ultrapasse o limite imposto
A cota na geratriz inferior do bueiro é 932,00m e somando 2,62m teremos a cota de 934,62m que é menor que a cota de 935,00 admitida como máximo a ser atingida.

Décimo passo: calculo da velocidade na saída do bueiro
Como se trata de controle na entrada a velocidade deverá ser levado em conta a Figura (15.8) e, portanto deverá ser usada a profundidade normal do bueiro de seção retangular.
O calculo é feito por tentativas para se achar o valor de yn do bueiro, tendo-se a vazão, a declividade e coeficiente de rugosidade de Manning.
Usando a Tabela (4.3) a (4.6) do Capítulo 4 achamos a profundidade normal yn=0,88m e a velocidade correspondente V=6,21m/s.
.

15.9 Pré-dimensionamento de um bueiro

Os bueiros básicos têm de modo geral seção retangular ou circular.

Seção retangular

Para prédimensionamento de uma seção podemos supor a condição que leva a uma seção de maior área, quando o bueiro não está submerso, ou seja, que a carga H é menor que 1,2 D, sendo D a altura do bueiro.

Na prática supomos que a carga seja 0,3m a 0,5m menos que o topo do bueiro.

A fórmula do vertedor que usaremos é devida a Chaudhry, 1993 p. 160 que é:

$$Q= (2/3) . C . B. H . (2/3 . g . H)^{0,5}$$

Sendo Q a vazão de pico do vertedor (m^3/s); B é a largura do vertedor (m), isto é, do bueiro, H é altura do bueiro (m), g é acelaraçao da gravidade $g=9,81m/s^2$ e C é um coeficiente que C=1 quando os cantos na entrada estão arrendodados e C=0,9 quando os cantos estão em ângulos.

Adotaremos, para prédimensionamento, sempre que C=0,9.

$$Q= (2/3) . C . B. H . (2/3 . g . H)^{0,5}$$

Substituindo o valor de C=0,9 temos:

$$Q= 1,53. B. H^{1,5}$$

Escolhendo então uma das seções comercial usada na Prefeitura Municipal de São Paulo com 3,50m de largura e altura de 2,50m, o valor da carga H que adotaremos será a altura do bueiro menos 0,30m ou menos 0,50m.

Adotamos a altura do bueiro menos 0,5m ou seja 2,50m – 0,50m = 2,00m=H.

Sendo B=3,50m e H=2,00m o valor de $Q= 1,53 . 3,50 . 2^{1,5} = 15,15m^3/s$

Como o valor achado $15,15m^3/s > 11,33m^3/s$ aceitamos para inicio dos cálculos a seção 3,50 x 2,50. O bueiro assim dimensionado estará provavelmente superdimensionado.

Os cálculos usados nas seções de controle na entrada e seção de controle na saída deverão ser feitos para as devidas averiguações até atingir a dimensão mais econômica que satisfaça as condições de construção do bueiro, sendo uma dela o nível máximo que poderá ser atingido.

A Tabela (15.9) considera as aduelas padrões usadas pela Prefeitura Municipal de São Paulo e com pré-dimensionamento supondo a mesma sendo um vertedor com a lâmina de água de 0,5m abaixo do diâmetro e com carga igual a 1,2. D.

Tabela 15.9- Vazão máxima de aduelas de concreto da Prefeitura Municipal de São Paulo (PMSP), considerando como se fosse vertedor usando fórmula de Chaudhry $Q= (2/3) . C . B. H . (2/3 . g . H)^{0,5}$ com H igual a altura do bueiro menos 0,50m e C=0,90 e H=1,2D.

Aduela de concreto PMSP	Largura (m)	Altura (m)	Vazão máxima H= D - 0,5 (m^3/s)	Vazão máxima H=1,2.D (m^3/s)
Seção de 2,00 x 1,50m	2	1,5	3,07	7,41

Seção de 2,00 x 2,20m	2	2,2	6,80	13,16
Seção de 2,50 x 2,50m	2,5	2,5	10,85	19,93
Seção de 3,50 x 2,50m	3,5	2,5	15,19	27,91
Seção de 1,70 x 1,70m	1,7	1,7	3,43	7,60
Seção de 2,10 x 2,10m	2,1	2,1	6,52	12,89
Seção de 3,00 x 3,00m	3	3	18,20	31,44
Seçao de 3,40 x 3,10m	3,4	3,1	21,87	37,43

A Tabela (15.9) considera as aduelas padrões usadas pela Prefeitura Municipal de São Paulo e com prédimensionamento supondo a mesma sendo um orificio com a lâmina de água com carga igual a 1,2. D.

Tabela 15.10- Vazão máxima de aduelas de concreto da Prefeitura Municipal de São Paulo (PMSP), considerando como se fosse orifício usando Q= Cd . B. D . (2 . g . H) ^{0,5} com H=1,2.D e Cd=0,62.

Aduela de concreto PMSP	Largura (m)	Altura (m)	Vazão máxima H=1,2. D (m^3/s)
Seção de 2,00 x 1,50m	2	1,5	11,05
Seção de 2,00 x 2,20m	2	2,2	19,63
Seção de 2,50 x 2,50m	2,5	2,5	29,73
Seção de 3,50 x 2,50m	3,5	2,5	41,62
Seção de 1,70 x 1,70m	1,7	1,7	11,34
Seção de 2,10 x 2,10m	2,1	2,1	19,23
Seção de 3,00 x 3,00m	3	3	46,90
Seçao de 3,40 x 3,10m	3,4	3,1	55,83

Seção circular

Para um pre-dimensionamento de um bueiro circular temos duas hipoteses basicas. Uma o bueiro funcionando como orifício e com carga de 1,2D ou seja 20% acima da geratriz superior conforme Tabela (15.11). Se o tubo funcionar como vertedor com altura de 0,75D.

Para isto usaremos as formulas de orifício e vertedor que estão no Capitulo 9 deste livro.

$$Q= K_0 A_0 \ (2 g \ h)^{0,5}$$

sendo:

Q= vazão de descarga (m^3/s);
A_0 = área da seção transversal do orifício (m^2);
g= aceleração da gravidade g=9,81 m/s^2 ;
h= altura da água sobre a geratriz superior da galeria ou da tubulação (m);
K_0= C_d= coeficiente de descarga do orifício (adimensional).

O vertedor circular de parede vertical tem como fórmula aproximada.

$$Q= 1,518 \ . \ D^{0,693} \ H^{1,807}$$

Sendo Q em m^3/s, D e H em metros.

Tabela 15.11- Vazão máxima de tubo de PVC considerando o tubo funcionando como orifício com altura de 1,2D ou como vertedor circular com altura 0,75D.

Diametro		Área da seçao circular plena	Orifício Carga H= 1,2D	vertedor circular Carga H= 0,75D
(mm)	(m)	(m^2)	(m^3/s)	(m^3/s)
300	0,3	0,07	0,12	0,04
400	0,4	0,13	0,24	0,09
500	0,5	0,20	0,42	0,16
600	0,6	0,28	0,66	0,25
700	0,7	0,38	0,97	0,37
800	0,8	0,50	1,35	0,52
900	0,9	0,64	1,82	0,69
1000	1	0,79	2,36	0,90
1100	1,1	0,95	3,00	1,15
1200	1,2	1,13	3,73	1,42
1500	1,5	1,77	6,51	2,49
1800	1,8	2,54	10,27	3,92
2000	2	3,14	13,37	5,11
2500	2,5	4,91	23,35	8,92
3000	3	7,07	36,83	14,07

15.10 Profundidade normal de seção trapezoidal ou seção retangular

Uma maneira prática de se calcular a profundidade normal é através da equação da continuidade, da equação de Manning e da equação que fornece o raio hidráulico em função da altura y e com a declividade 1 (um) na vertical e z na horizontal teremos:

$$yn= (Q. n / S^{0,5})^{(3/5)} . [(B + 2. y . (1 + z^{2})^{0,5}]^{0,4} / (B + z .y)$$

Exemplo 15. 19

Calcular a altura normal yn de um canal de seção retangular sendo dados: n=0,012 S=0,015m/m D=1,50m (altura) B=2,10m (largura da base) vazão de pico Q=11,33m^3/s.

Como a seção é retangular z=0. Fazendo-se as substituições teremos:

$$yn= (Q. n / S^{0,5})^{(3/5)} . [(B + 2. y . (1 + z^{2})^{0,5}]^{0,4} / (B +z .y)$$

$$yn= (11,33 . 0,012 / 0,015^{0,5})^{(3/5)} . [(2,10 + 2. y . (1 + 0^{2})^{0,5}]^{0,4} / (2,10 + 0 .y)$$

O cálculo é feito por tentativa até que o valor de yn=y.

Fazendo algumas iterações:

Com y=0,5m obtemos yn=0,8m
Com y=0,7m obtemos yn =0,82m
Com y=0,8m obtemos yn=0,86m
Com y=0,87m obtemos yn= 0,87m

Por tanto, o valor achado da profundidade normal yn=0,87m
A área molhada será:

A= (B + z. y) = (2,10 + 0. 0,87) .0,87 = 1,827m^2

V= Q/A = 11,33/ 1,827 = 6,22 m/s

15.11 Aduelas de concreto

As seções de concreto armado de galeria pré-moldada usalmente pela Prefeitura Municipal de São Paulo (PMSP) e adotadas em Guarulhos estão na Tabela (15.12).

As aduelas de modo geral são assentadas sobre camada de 50cm, sendo 30cm de rachão, 10cm de pedra britada nº 3 e 10cm de lastro de concreto magro.

Tabela 15.12- Aduelas da PMSP e da Prefeitura Municipal de Guarulhos

Aduelas de concreto da PMSP
Seção de 1,70 x 1,70m
Seção de 2,00 x 1,50m
Seção de 2,00 x 1,50m
Seção de 2,00 x 1,50m
Seção de 2,00 x 2,20m
Seção de 2,00 x 2,20m
Seção de 2,10 x 2,10m
Seção de 2,50 x 2,50m
Seção de 3,00 x 3,00m
Seçao de 3,40 x 3,10m
Seção de 3,50 x 2,50m
Seção de 3,50 x 2,50m

O comprimento de cada aduela de comprimento usualmente é de 1,00m. A espessura varia com a altura do aterro, devendo ser consultado o fabricante.

As aduelas podem ser duplas ou triplas, bastando dividir-se a vazão por dois ou três respectivamente.

Para seções maiores que 6m deverá ser pensado em execução de pontes e não de bueiro.

Existem firmas que fazem galerias pré-moldadas de concreto armado de acordo com os seguintes padrões:

Tabela 15.13- Aduelas padrão usadas na região metropolitana de São Paulo fornecida por fabricante.

Seção (largura x altura)	Espessura (m)	Comprimento (m)	Volume (m^3)	Peso (kg/peça)
1,50 x 1,50	0,15	1,50	1,04	3.750
2,00 x 1,50	0,15	1,50	1,19	4.300
2,00 x 2,00	0,15	1,50	1,34	4.800
2,00 x 2,00	0,20	1,50	1,80	6.500
2,00 x 2,00	0,25	1,50	2,30	8.300
2,50 x 1,50	0,15	1,50	1,34	4.800
2,50 x 2,00	0,15	1,50	1,49	3.600
2,50 x 2,00	0,20	1,00	2,00	4.800
2,50 x 2,50	0,15	1,00	1,68	4.000
2,50 x 2,50	0,20	1,00	2,24	5.380
2,50 x 2,50	0,25	1,00	2,83	6.750
3,00 x 1,50	0,15	1,00	1,49	3.600
3,00 x 1,50	0,20	1,00	2,00	4.800
3,00 x 2,00	0,15	1,00	1,64	4.000
3,00 x 2,00	0,20	1,00	2,24	5.400
3,00 x 2,50	0,15	1,00	1,82	4.370
3,00 x 2,50	0,20	1,00	2,44	5.860
3,00 x 3,00	0,20	1,00	2,64	6.340
3,00 x 3,00	0,25	1,00	3,33	8.000
3,00 x 3,00	0,35	1,00	4,77	11.500
3,50 x 1,50	0,20	1,00	2,24	5.400
3,50 x 2,50	0,20	1,00	2,64	6.340
3,50 x 3,00	0,25	1,00	3,58	8.600
3,50 x 3,00	0,35	1,00	5,12	12.300
3,50 x 3,50	0,25	1,00	3,83	9.200
4,00 x 2,50	0,25	1,00	3,58	8.600

Em Arujá temos a firma ACA- Indústria, Comércio e Construção Ltda que fabrica aduelas pré-moldadas de concreto armado (011- 4654-1188).

Os modelos de aduelas fabricados pela ACA são:

Tabela 15.14-Aduelas de concreto pré-moldado fornecido pela firma ACA, com comprimento de 1,00m. A espessura da aduela depende da carga sobre a mesma.

Aduelas de concreto armado com 1,00m de largura (largura x altura) em metros
1,00 x 1,00
1,50 x 1,00
1,50 x 1,50
2,00 x 1,00
2,00 x 1,50
2,00 x 2,00
2,50 x 1,50
2,50 x 2,00
2,50 x 2,50
3,00 x 1,00
3,00 x 1,50
3,00 x 2,00
3,00 x 3,00
3,50 x 2,00
3,50 x 2,50
4,00 x 1,50

A espessura das aduelas são em média de 0,15m, 0,18m, 0,20m 0,25m 0,30 dependendo da altura do aterro sobre as mesmas e da carga rolante. O usual é espessura de 0,20m.

O peso do concreto armado é de 2.400kg/ m^3.

O custo do metro cúbico do concreto armado é aproximadamente R$ 451,00/m^3 ou seja US$ 188/m^3 (1US$ = R$ 2,4 março/ 2002).

Exemplo 15.20

Portanto, para se estimar o custo de uma aduela de 1,50 x 1,50 x 1,00 com espessura de 0,15m achamos o volume de concreto.

Volume de concreto = (1,50 + 0,15+0,15) x 1,00 x 0,15 x 2 + 1,50 x 1,00 x 0,15x2 = 0,99m^3

Custo da peça = 0,99m^3 x US$ 188/m^3 = US$ 186/ peça

Exemplo 15.21

Estimar custo de uma aduela de 2,50 x 2,50 x 1,00 com espessura de 0,18m

Volume de concreto = (2,50 + 0,18+0,18) x 1,00 x 0,18 x 2 + 2,50 x 1,00 x 0,18 x 2 = 1,92m^3

Custo da peça = 1,92m^3 x US$188/$m^3$ = US$ 361/ peça

15.12 Tubos de aço galvanizado

Para a implantação de bueiros metálicos no corpo dos aterros, sem interrupção do tráfego, por processo não destrutivo são usados chapas de aço galvanizadas.

Bueiros metálicos executados sem interrupção do Tráfego - obras de arte correntes destinadas ao escoamento de cursos d'água permanentes ou temporários, através de aterros executados por processo não destrutivo.

Para sua construção são utilizadas chapas de aço corrugadas, fixadas por parafusos e porcas ou grampos especiais, cujo avanço de instalação é alcançado com o processo construtivo designado "**Tunnel-Liner**".

Os bueiros podem ser de chapas metálicas corrugadas galvanizadas com ou sem revestimento de epoxy.

Tunnel Liner

Arthur, Vila Augusta, Guarulhos 6424-0240 ou 6421-0191 Liner Serviços Técnicos Ltda

Diâmetros comerciais:
1,2m;1,60m; 1,8m; 2,0m; 2,2m; 2,4m; 2,6m; 2,8m; 3,0m; 3,2m; 3,4m; 3,6m; 3,8m; 4,0m; 4,2m; 4,4m; 4,6m; 4,8m; 5,0m;

Espessura das chapas de aço galvanizado: e=2,7mm 3,4mm 4,7mm e 6,3mm

Recobrimento: para tubos de 1,60m de diâmetro o recobrimento mínimo é de 1,20m e para tubos de 2,00m o recobrimento mínimo é de 1,5m.

Coeficiente de Manning

n= 0,025 para tubos de aço galvanizado corrugado da Armco
n= 0,018 quando o tubo for revestido com concreto projetado

Revestimento de concreto projetado

Usa-se malha de aço da Telcon com concreto de 15 Mpa com 3cm de espessura na parte menor da chapa. Como a chapa é corrugada e a profundidade é de 5cm teremos 8cm na parte mais funda e 3cm na parte mais rasa. O revestimento aumenta a rugosidade, protege a chapa contra esgotos sanitarios e outros produtos quimicos.

Em 10m de comprimento vai aproximadamente 2m^3 de concreto a um custo de R$ 700,00 (US$ 292).

Exemplo 15.22- Mairiporã, travessia de rua com tubo de DN=2,00 m chapa de espessura de 2,7mm para 2,00m de aterro. Comprimento de 10m. Vazão de 8,59m^3/s.

Declividade de ser menor que 5% . O ideal da declividade é o máximo de 3%.

Adotamos declividade de 1%. Na Tabela (15.15) temos a planilha.
.

Tabela 15.15- Aplicação de tunnel liner com diâmetro de 2,00m e comprimento de 100m com declividade de 1%.

Especificaçao	Preço unitário (US$)	Quantidade	Total (R$)
Tunnel Liner de chapa ferro galvanizada com 2,00m de diâmetro e chapa com espessura de 2,7mm	376/m	100	3.760
Revestimento com concreto projetado	Verba	2800	2.800
Mão de obra de assentamento do tunnel liner	354/m	100	35.400
Preço médio US$ 420/m			**US$ 41.960**

Nota: 1US$ = R$ 2,43 (20/3/2002)

15.13 Tubos de PVC tipo Rib Loc

A firma Tigre fabrica dois tipos de tubos de PVC para drenagem de águas pluviais. O tubo Rib Loc e o tubo Rib Loc Steel.

Figura 15.9 – Mostra a construção de tubo Tigre Rib Loc comum
Fonte: Tigre

Os tubos Tigre Rib Loc comum são fabricados nos diâmetros de 300mm a 3000mm e são executados no canteiro de obras conforme Figura (15.9) e conforme Tabela (15.16)

Tubos Tigre Rib Loc Steel

São fabricados no canteiro de obras e possuem reforço de aço e são fabricados nos diâmetros de 1500mm a 3000mm.

Destina-se a obras enterradas. Devidamente projetados para resistir às cargas permanentes e acidentais, são indicados para a condução de fluidos em regime de conduto livre ou conduto forçado a baixa pressão, com destaque para drenagem pluvial, galerias e canalização de córregos (Fonte: Tigre).

Figura 15.10- Mostra a construção de tubo Tigre Rib Loc Steel
Fonte: Tigre

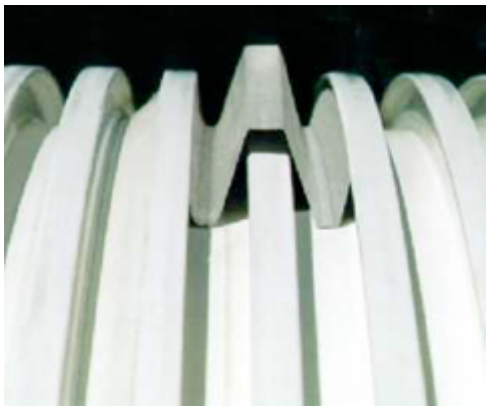


Figura 15.11 – Mostra a construção de tubo Tigre Rib Loc Steel com o reforço de aço
Fonte: Tigre

Processo de Fabricação

Os perfis de PVC são produzidos por um processo de extrusão e possuem em suas bordas encaixes macho-fêmea que propiciam o seu intertravamento durante o processo de enrolamento helicoidal. Além do intertravamento mecânico, os perfis são também soldados quimicamente, através da aplicação de um adesivo naquele encaixe, o que garante a estanqueidade da junta helicoidal assim formada (Fonte:Tigre).

O enrolamento dos perfis de PVC é efetuado por intermédio de um equipamento de pequeno porte, capaz de fabricar tubos de diferentes diâmetros e comprimentos. Essa simplicidade e versatilidade do equipamento permitem que a fabricação dos tubos seja efetuada na própria obra, sendo também possível o fornecimento dos tubos já confeccionados (Fonte:Tigre).

O coeficiente de Manning para os tubos de PVC Rib Loc pode ser usado n=0,009.

Na Tabela (15.15) estão os preços por metro linear de tubos circulares de PVC Tigre Rib Loc feitos no Brasil. Existe quatro tipo de perfis, que são o 112BR, 140BR1, 140BR2 e 168BR.

Tabela 15.16- Preço unitário e peso por metro de Tubos de PVC Ribloc conforme o diâmetro e o tipo de perfil escolhido.

Diâmetro (mm)	Perfil	Peso por metro (kg/m)	Preço unitario (US$/m)
300	112BR	3,5	9,46
400	112BR	4,6	11,51
500	140BR1	7,2	19,92
600	140BR1	8,6	23,79
700	140BR1	14,8	30,42
700	140BR2	14,8	36,69
800	140BR2	16,8	41,93
900	140BR2	29,1	47,16
900	168BR	29,1	68,15
1000	168BR	32,2	73,37
1100	168BR	35,4	81,27
1200	168BR	38,6	89,11
1500	168BR	80,9	197,36
1800	168BR	97,1	238,99
2000	168BR	107,8	282,57
2500	168BR	134,8	353,84
3000	168BR	224,0	494,08

Nota: 1US$ = R$ 2,43 (19/03/2002)

Comparação de custos

Para efeito de comparação de custos de uma aduela de concreto de 2,00m x 2,00m com 0,15m de espessura e 1,00m de comprimento por peça com um tubo de PVC Tigre Ribloc com 2,00m de diâmetro.

O comprimento da tubulação foi admitido ser de 100m.

Para as aduelas de concreto foi previsto que a deve ter 0,50m de rachão, 0,15m de pedra britada número 3 e 0,10m de lastro de concreto. Para o tubo de PVC foi previsto que o tubo foi asssente sobre manta geotextil e sobre a mesma tem camada de pedra britada némero 2 ou 3. Os tubos são assentes sobre a camada de pedra britada.

Na Tabela (15.17) estão o preço do tubo de PVC Rib loc que para 100m custará US$ 66.242,78 enquanto que na Tabela (15.18) estão as aduelas de concreto com 2,00m x 2,00m que custaria US$ 72.646,53. Havendo, portanto uma vantagem para os tubos de PVC Ribloc.

Tabela 15.17- Planilha de orçamento de bueiro com comprimento de 100m executado em tubos Tigre PVC Rib Loc de 2,00m de diâmetro.

Ordem	Descriminação dos serviços	UNIDADE	QUANTIDADE	PREÇO UNITÁRIO (US$)	PREÇO TOTAL (US$)
1	Escavação mecânica de vala	m^3	600,00	2,53	1.518,52
2	Reenchimento de vala com apiloamento	m^3	520,00	8,28	4.305,51
3	Aterro e Compactação de vala	m^3	520,00	1,57	815,31
4	Corta Rio	verba	1,00	205,76	205,76
5	Serviços Topográficos	verba	1,00	205,76	205,76
6	Geotextil MT 200	m^2	200,00	0,71	141,56
7	Lastro de brita com pedra 2 ou pedra 3 e com espessura 15cm	m^3	30,00	19,53	585,93
8	Assentamento de tubo de PVC Tigre Ribloc com 2,00m diâmetro	m	100,00	102,88	10.288,07
9	Fornecimento de tubo de PVC Tigre Ribloc com 2,00m diâmetro perfil 168BR	m	100,00	282,57	28.257,20
10	Subtotal				46.323,62
11	Eventuais (10%)				4.632,36
12	Subtotal				50.955,98
13	BDI (30%)				15.286,80
14	Total Geral			**US$=66.242,78 Preço médio= US$ 662,43/m**	

Tabela 15.18- Planilha de orçamento de bueiro com comprimento de 100m executado em aduelas de concreto 2,00m x 2,00m com 0,15m de espessura

Ordem	Descriminação dos serviços	UNIDADE	QUANTIDADE	PREÇO UNITÁRIO US$	PREÇO TOTAL US$
1	Escavação mecânica de vala	m^3	600,00	2,53	1.518,52
2	Reenchimento de vala com apiloamento	m^3	520,00	8,28	4.305,51
3	Aterro e Compactação de vala	m^3	520,00	1,57	815,31
4	Corta Rio	verba	1,00	205,76	205,76
5	Serviços Topográficos	verba	1,00	205,76	205,76
6	Geotextil MT 200	m^2	300,00	0,71	212,35
7	Fornecimento de aduelas de concreto 2,00mx2,00mx 0,15mx1,00m	M	100,00	248,56	24.855,97
8	Assentamento de aduela de concreto de 2,00m x 2,00m	m	100,00	123,46	12.345,68
9	Lastro de rachão espessura de 50cm	m^3	150,00	19,19	2.877,78
10	Concreto magro espessura 10cm	m^3	30,00	86,01	2.580,25
11	Lastro de brita 3 espessura 15cm	m^3	45,00	19,53	878,89
12	Subtotal				50.801,77
13	Eventuais (10%)				5.080,18
14	Subtotal				55.881,95
15	BDI (30%)				16.764,58
16	Total Geral			**US$=72.646,53** **Preço médio= US$ 726,47/m**	

Nota: 1 US$= R$ 2,43 (18/3/2002)

15.14 *Routing* do reservatório de detenção

O *routing* do reservatório em cálculo de bueiros não é muito comum. É destinado quando a água a montante do bueiro fica represada em um reservatório com volume razoável onde compensa estudar o efeito de reservação. Usam-se os mesmos conceitos de *routing* que fazem parte do Capítulo 10 deste livro.

15.15- Curva de perfomance

Dada uma seção de um bueiro e variando a vazão e a carga colocando-se num gráfico teremos a curva de perfomance. Ela é utilizada quando realmente necessário, e queremos examinar o que aconteceria com vazões diferentes da vazão de projeto. Examina-se inclusive a passagem de água sobre a estrada ou rodovia.

Capítulo 16
Análise de beneficio custo

“O que brilha mais que o ouro- resposta: a luz. O que brilha mais que a luz? –resposta: a troca de idéias.
Goethe, poeta alemão

SUMÁRIO

Ordem	Assunto
16.1	Introdução
16.2	Custos
16.3	Custos diretos
16.4	Custos indiretos
16.5	Custos médios
16.6	Inclusão das bacias de detenção no plano de macrodrenagem
16.7	Benefícios
16.8	Benefícios anuais de evitar os danos diretos
16.9	Benefícios anuais de evitar os danos ocasionados pelo tráfego
16.10	Análise beneficio custo

Capítulo 16- Análise de beneficio custo

16.1 Introdução

A análise de beneficio custo deve ser sempre efetuada com bastante bom senso. A apuração dos custos e dos benefícios deverão ser bastante discutidas para não haver equívocos.

16.2 Custos

Conforme Wanielista,1993 citado por Canholi em sua tese de doutoramento na Escola Politécnica da Universidade de São Paulo em 1995, o custo de um sistema de drenagem urbana pode ser classificado em três categorias básicas:

investimento;
operação/manutenção e
riscos.

Os *custos de investimento* incluem os desembolsos necessários para os estudos, projetos, levantamentos, construção, desapropriações e indenizações. Referem-se portanto aos custos de implantação da solução.

Os *custos de operação e manutenção*, referem-se às despesas de mão de obra, equipamentos, combustíveis e outras, relativas à execução dos reparos, limpezas, inspeções e revisões necessárias durante toda a vida útil da estrutura.

Os *custos dos riscos*, referem-se aos valores correspondentes aos danos não evitados, ou seja, aos custos devidos aos danos residuais relativos a cada alternativa de proteção. Pode tanto ser medido pela estimativa dos danos como pelos custos de recuperação da área afetada.

Os custos ainda podem ser classificados em:
Custos diretos
Custos indiretos

16.3 Custos diretos

Os *custos diretos* envolvem as obras civis, os equipamentos elétricos e mecânicos, a relocação das interferências, as desapropriações e os custos de manutenção e operação.

São os custos diretamente alocáveis às obras. São de quantificação simples, a partir da elaboração de um projeto detalhado e do cadastro pormenorizado das obras de infra-estrutura existente (gás, eletricidade, telefone, água, esgoto) que serão afetadas pelas obras.

Os custos de manutenção podem ser estimados, através de previsões da periodicidades e equipes/equipamentos necessários para as realizações de tais serviços.

16.4 Custos indiretos

Os *custos indiretos* são relativos á interrupções de tráfego, dos prejuízos ao comércio, às adequações necessárias ou custos não evitados no sistema de drenagem a jusante, bem como os danos não evitados no período construtivo.

Desta maneira pode-se ressaltar os benefícios inerentes às soluções que envolvem menores prazos de construção e/ou que causam menores interferências com os sistemas existentes.

A quantificação dos custos das obras de adequação hidráulica da canalização a jusante pode se tornar complexa à medida em que as bacias sejam de grandes dimensões.

Entretanto, a verificação de tal necessidade e a quantificação dos custos envolvidos, mesmo a nível preliminar, pode contribuir enormemente na escolha da solução mais indicada (Canholi,1995).

16.5 Custos médios

Canholi, 1995 apresenta na Tabela (16.1) preços médios em dólar americano.

Tabela 16.1-Estimativa dos preços unitários médios

Serviços	unid	Preço unitário US$
Escavação mecânica para valas	m^3	4,50 a 5,10
Escavação mecânica de córrego	m^3	2,50 a 2,80
Carga e remoção de terra a distância média de 20km	m^3	14,00 a 15,00
Fornecimento de terra incluindo carga, escavação e transporte até a distância média de 20km	m^3	16,00 a 17,00
Compactação de terra média no aterro	m^3	3,50 a 3,80
Demolição de pavimento asfáltico	m^2	5,00 a 5,50
Pavimentação	m^2	38,00 a 40,00
Fornecimento e assentamento de paralelepípedo	m^2	29,00 a 31,00
Fornecimento e assentamento de tubos de concreto armado CA-2, diâmetro 1,00m	m	146,00 a 150,00
Boca de lobo simples	un	400,00 a 420,00
Poço de visita	un	640,00 a 660,00
Escoramento com perfis metálicos	m^2	87,00 a 100,00
Concreto armado moldado "*in loco*" (inclui formas e armaduras)	m^3	420,00 a 480,00
Fornecimento e colocação de gabião tipo caixa	m^3	142,00 a 158,00
Fornecimento e escavação de estaca de concreto para 30 ton.	m	40,00 a 45,00

Fonte: Canholi, tese de doutoramento EPUSP, 1995

Exemplo 16.1

Em São Paulo é comum para determinação dos custos das obras o uso da *Tabela de custos unitários da Secretaria de Vias Públicas do município de São Paulo*, publicada no Diário oficial do município (DOM).

Os custos que vamos apresentar são de outubro de 1999 e apresentados no Diagnóstico da bacia superior do ribeirão dos Meninos que faz parte do plano diretor de macrodrenagem da bacia hidrográfica do Alto Tietê.

Vamos reproduzir como exemplo os custos previstos do reservatório de detenção denominado TM8- do ribeirão dos Meninos em São Paulo elaborado em 1999 pelo DAEE estão na Tabela (16.2).

Tabela 16.2 – Bacia superior do ribeirão dos meninos, córregos Saracantan/água mineral reservatório de amortecimento de cheias TM-8

Serviços	Unidade	Quantidade	Preços 1US$= R$ 1,936	
			Unitário	Total
Movimento de terra			(US$)	(US$)
Limpeza do terreno, inclusive da camada vegetal	m^2	18.000	0,16	2.882,23
Demolição de concreto armado	m^3	384	41,52	15.943,14
Escavação mecânica	m^3	96.190	1,95	187.808,99
Fornecimento de terra, incluindo escavação e transporte	m^3	1.154	4,64	5.360,01
Compactação mecânica de solo	m^3	1.154	1,65	1.907,90
Remoção de solo até distância média de 10km	m^3	96.190	3,11	299.103,20
Bola fora e espalhamento do material	m^3	96.190	0,87	83.470,66
Estruturas				
Concreto estrutural	m^3	939	69,50	65.250,48
Fornecimento e aplicação aço CA-50	kg	82.861	0,81	66.768,00
Forma comum, exclusive cimbramento	m^2	2.536	8,17	20.726,16
Cimbramento de altura maior que 3m	m^3	202	6,08	1.225,64
Estaca de concreto para 30 ton.	m	194	17,71	3.443,17
Fornecimento e colocação de geotêxtil OP-30 ou MT300 com 300g/m^2 ou similar	m^2	998	1,19	1.185,11
Fornecimento e colocação de gabião tipo colchão Reno	m^2	560	15,06	8.434,71
Fornecimento e colocação de gabião caixa	m^3	586	58,94	34.539,49
Fornecimento e assentamento de paralelepípedo	m^2	4.320	14,40	62.211,57
Equipamentos e dispositivos acessórios				
Fornecimento e colocação de grade de retenção	Vb	1	16528,93	16.528,93
Paisagismo e urbanização				
Plantio de grama em placas	m^2	21.600	1,66	35.925,62
Gradil de ferro, incluindo pintura	m	691	159,19	110.000,29
Implantação de passeio de concreto	m^2	829	18,14	15.045,00
sub-total				1.892.061,56
Serviços eventuais (15%)				283.809,23
Total dos serviços				2.175.870,79
Custos indiretos				
Projetos (6%)				130.552,25
Canteiro de obras (2%)				43.517,42
BDI (40%)				870.348,32
Total dos custos indiretos				1.044.417,98
Total geral				3.220.288,77

Fonte: DAEE,1999

16.6 Inclusão das bacias de detenção no plano de macrodrenagem

No estado de Alagoas na cidade de Maceió foi apresentado por Pedrosa e Tucci,1998 um estudo de macrodrenagem da bacia do Tabuleiro com área de 40 km^2.

A bacia foi dividida em 9 subbacias e usado o modelo SCS (*Soil Conservation Service*).

Foram usados períodos de retorno de 5anos, 10anos, 25anos e 50anos. Foram feitas comparações do modelo usando o sistema tradicional com canais e galerias e de um novo modelo, usando reservatórios de detenção. Foram feitas 4 alternativas onde a inclusão das

bacias de detenção, reduzindo a dimensão dos condutos de jusante, de modo a diminuir os custos do sistema de drenagem.

Exemplo 16.2 Caso do piscinão do Pacaembu na praça Charles Muller em São Paulo

O custo estimado do reservatório de detenção coberto com volume de 74.000m^3 foi de *US$ 8 milhões*.

Caso fosse feito a alternativa convencional em galerias além dos problemas de tráfego seriam gastos *US$ 20 milhões*. O prazo da obra seria de 2 anos e a interrupção do tráfego por atraso médio de 15 minutos ocasionaria prejuízo mensal de *US$ 700 mil/ mês* (Canholi, 1994 Revista de Engenharia do Instituto de Engenharia de São Paulo).

Caso fosse feito um túnel ao invés da galeria, o custo da mesma seria de *US$ 35milhões*.

É importante observar que foram verificadas varias alternativas para a escolha definitiva do reservatório de detenção.

16.7 Benefícios

Para a análise dos benefícios vamos usar os estudos do DAEE contido no diagnóstico do ribeirão dos Meninos em São Paulo de 1999.

Provavelmente, a quantificação dos benefícios decorrentes da implantação de uma obra de drenagem urbana constitui-se numa das atividades mais complexas dentro do planejamento destas ações. Isto porque a tangibilidade de tais benefícios é restrita.

Um dos enfoques mais adotados refere-se à quantificação dos danos evitados quanto aos bens, propriedades, atrasos nos deslocamentos e demais prejuízos.

As questões relativas aos benefícios decorrentes da redução nos índices de doenças e mortalidade, melhoria das condições de vida e impactos na paisagem são de quantificação bem mais difícil, porém mesmo assim deve ser buscada a sua avaliação.

Outra alternativa para a definição dos benefícios monetários do controle das inundações consiste numa simulação do mercado. A simulação consiste na verificação de quanto os indivíduos atingidos estariam dispostos a pagar, para prevenir os danos que as inundações provocam. Essa quantia seria igual, no máximo, ao dano esperado na área.

Os danos são estabelecidos através de uma avaliação feita na área inundada, incluindo os seguintes itens: danos causados às edificações, equipamentos, produção, processo produtivo, pessoas e bens em geral. Outros danos a serem levados em conta são os que, apesar de não serem da área diretamente afetada, atingem tanto o processo produtivo como as pessoas da comunidade, através de sobrecargas no sistema viário, e equipamentos públicos fora da área afetada, por aumento de tempo e de custo dos deslocamentos.

16.8 Benefícios anuais de evitar os danos diretos

Os danos da área diretamente afetada podem ser estimados a partir de danos históricos levantados na área inundada em estudo ou, mais expeditamente, através de fórmulas empíricas definidas para situações de inundação similares.

Os danos indiretos são quase sempre estimados como uma fração do dano direto, através de percentuais definidos em levantamentos realizados em vários episódios de inundação pesquisados.

Em levantamentos realizados no Brasil, por Vieira (1970) e pela COPLASA, para o DAEE (1969), os danos indiretos estimativos são da ordem de 20% dos danos diretos totais.

No trabalho de KATES: "Industrial Flood Losses: damage estimation in Leligh Valley", citado nos trabalhos de JAMES e LEE (1971), os danos indiretos estimados como uma porcentagem dos danos diretos, de acordo com o tipo de ocupação. Na Tabela (16.3) são apresentadas estas percentagens.

Tabela 16.3- Percentual dos danos indiretos sobre danos diretos

Ocupação	**Percentual de danos indiretos sobre danos diretos**
Área residencial	15
Área comercial	37
Industrial	45
Serviços	10
Propriedades públicas	34
Agricultura	10
Auto Estradas	25
Ferrovias	23
Médias	25

Fonte: DAEE,1990

Em áreas de grande circulação de veículos é importante considerar os custos de interrupção ou atraso no tráfego.

Com relação à definição dos danos diretos, uma das formas mais práticas é a ***equação do dano agregado***, desenvolvida por James e Lee, 1971, citada por Tucci,1994 e Canholi,1995.

Nesta equação, apresentada a seguir, é suposto que os danos diretos em edificações nas áreas urbanas, incluindo o conteúdo, e áreas adjacentes tais como jardins e quintais, variem linearmente com a altura da inundação e com o coeficiente Kd. Supõe-se crescimento linear para áreas de inundações pouco profunda.

$$\mathbf{C_d = K_d \cdot M_e \cdot h \cdot A} \qquad \textbf{(Equação 16.1)}$$

onde:

Cd = dano direto. O custo indireto usado comumente no Brasil é de 20% daí C_d x 1,2 será o custo direto mais o custo indireto;

K_d = 0,15/m = fator determinado pela análise dos danos de inundações ocorridas ou seja dos dados históricos JAMES (1964). O valor de K_d é obtido pela relação entre os danos marginais em relação à profundidade h (Canholi,1995);

M_e = valor de mercado das edificações por unidade de área. No caso do ribeirão dos Meninos M_e =US$ 310,00/m^2 no trecho da av. Faria Lima e M_e =US$ 154,996/m^2 no trecho a montante da galeria;

h = profundidade média da inundação;

U = proporção entre a área de ocupação da área de ocupação desenvolvida e a área total inundada;

A = área inundada.

Serão adotados os seguintes critérios para a definição dos benefícios monetários decorrentes do controle das inundações:

- Para o cálculo do valor do benefício anual, considerou-se dois tipos de inundação, com suas respectivas alturas médias de lâmina d'água e periodicidade de ocorrência.

. Área de inundação 1:

inundada duas vezes por ano (anualmente a freqüência será 2) A_1 = 578.000m^2 (exemplo do ribeirão dos Meninos)

. Área de inundação 2 :

inundada uma vez a cada dez anos (anualmente a freqüência será 0,1) A_2 = 1.400.000m^2 (exemplo do ribeirão dos Meninos)

Também foi considerado um evento anual, no qual a inundação provoca danos somente no tráfego (exemplo do ribeirão dos Meninos).

Parâmetros adotados:

Valor de mercado dos imóveis, por unidade de área (M_e), igual a US$310,00/ m^2 no trecho ao longo da av. Faria Lima (exemplo) e US$154,96/ m^2 no trecho a montante da galeria. Neste custo estão considerados o valor do terreno e da construção.

Custo indireto de 20% do custo direto, que reflete a experiência brasileira e fica próximo do valor médio encontrado por Kates;

A taxa média de ocupação adotada (U) foi de 15% para o trecho a montante da galeria e de 40% para o trecho ao longo da av. Faria Lima (exemplo), que parece bastante representativa para a área sujeita a inundação.

16.9 Benefícios anuais de evitar os danos ocasionados ao tráfego

Em áreas de grande circulação de veículos é importante considerar os custos de interrupção ou atraso no tráfego.

Devido à redução na velocidade média, aceita-se em geral que triplicam-se os custos normais de operação dos veículos, resultando os valores abaixo:

Veículos particulares US$ 0,13/km -> US$ 0,40/km US$ 0,27/km (DAEE,1999)
Veículos comerciais (caminhões) US$ 0,77/km -> US$ 2,32/km US$ 1,55/km

O tempo perdido pelos passageiros dos veículos e motoristas durante as interrupções de tráfego pode ser economicamente quantificado da seguinte forma:

Veículos particulares US$ 3,10/h/passageiro (DAEE,1999)
Ônibus e caminhões US$ 1,03/h/passageiro (DAEE 1999)

Considerar-se-á a média de 1,5 passageiro por veículo particular e 50 passageiros por ônibus, assim como um período médio de tempo perdido de 2,5h para o evento de ocorrência bianual e de 3,5 para o evento de T_R=10anos (DAEE,1999).

Deve-se dispor das quantidades e tipos de veículos afetados em cada inundação, bem como o tempo de congestionamento para a determinação dos valores totais dos prejuízos.

Para imóveis residenciais: as perdas relativas aos imóveis dizem respeito aos possíveis danos materiais que devem ser avaliados como custo de reposição ou assimilados a uma perda

de receita de locação devido ao risco de inundação. Em alguns estudos foi adotada uma perda de aluguel entre US$ 10,00/ mês e US$ 80,00/ mês, por residência com risco de inundação, de acordo com o tipo de construção.

Exemplo 16.3

Como exemplo vamos citar o ribeirão dos Meninos. Em relação ao número total de veículos para a área afetada, serão adotados os seguintes valores, segundo dados da prefeitura municipal de São Bernardo do Campo (valores médios) :

. Veículos particulares 8.260
. Ônibus 4.900
. caminhões 840

Solução

Para se obter a primeira linha da Tabela (16.4).

Trata-se de trecho a montante da galeria com área de 427.280m^2, mas a taxa média de ocupação adotada *U é de 15% ou seja 0,15* então teremos:

427.280m^2 * 0,15 = 64.092m^2 que é a área que realmente será inundada

Para esta área que será inundada e sendo a montante da galeria o preço da construção é de US$ 154,96/m^2 .

Considerando o coeficiente *Kd=0,15* e considerando que a altura média de inundação é de 0,40m.

Considerando ainda que se multiplicarmos o valor por 1,20 já teremos embutido o custo indireto temos:

64.092m^2 x US$ 154,96/m^2 x 0,40 x 0,15 x 1,20 = US$ 715.076

Tabela 16.4 - Estimativa dos benefícios anuais (danos evitados)

Trecho	Área A (m^2)	Altura média de Inundação h (m$_2$)	Ocupação U	Custo direto+custo indireto Cd x 1,20 (US$)	Tráfego (US$)	Soma dos custos das inundações mais tráfego (US$)	Freqüência. Inund.	Benefício Anual (US$)
Montante da galeria	*427.280*	*0,4*	*0,15*	*715.076*	1.020901	1.735.976	0,1	173.598
Av. Faria Lima	980.926	0,4	0,40	8.755.373	1.026.317	9.781.690	0,1	978.169
Montante da galeria	153.185	0,2	0,15	128.182	733.084	861.266	2	1.722.531
Av. Faria Lima	424.341	0,2	0,40	1.893.753	733.084	2.626.837	2	5.253.674
Montante da galeria	-				733.084	733.084	1	733.084
							Total	**8.861.056**

Fonte: DAEE, 1999 (1US$=R$ 1,936 outubro de 1999)

Vamos calcular os prejuízos causados no tráfego pelas inundações.

Consideramos que para cada inundação sejam prejudicados 8.260 veículos particulares e sendo a média de 1,5 passageiros/veículos e considerando e de 3,5h de tempo perdido para período de retorno de 10anos e sendo o custo por passageiro de US$ 3,10 teremos:

8.260 veículos/inundação x 1,5passag./veículo x 3,5h/passag.x US$3,1/h= US$ 134.432,00

Para os ônibus teremos:

4.900 ônibus x 50 passag./ônibus x 3,5h/passag. x US$1,03h/passag= US$ 883.225

Para os caminhões teremos:
840 caminhões x US$ 1,03/h/passag x 2,5h/passag x 1,5passag/caminhão=US$3245
Em resumo os custos dos veículos, ônibus e caminhões será a soma de

US$ 134.432,00 + US$ 883.225 +US$ US$ 3.245 = US$ 1.020.901
Portanto na Tabela (16.4) o valor na primeira linha relativa ao tráfego é de US$1020.901

Os custos dos prejuízos devidos a inundações devem ser somados aos custos de perda de tempo das pessoas chamados de perdas no tráfego.
A soma deverá ser multiplicada pela freqüência de inundação. Assim na primeira linha da Tabela (16.4) há inundação a cada dez anos e nas terceiras e quarta linhas há inundação duas vezes por ano.
Fazendo-se as obras teremos anualmente os benefícios de US$ 8.861.056.

16.10 Análise beneficio custo

Conforme Canholi,1995 é recomendado em projetos urbanos de macro-drenagem a *análise de benefício - custo* devido a necessidade de se definir em bases racionais os riscos do projetos; comparar as soluções alternativas; quantificar economicamente os custos e benefícios esperados e fornecer subsídios aos órgãos de decisão e definição das prioridades.
Os *benefícios podem ser primários e secundários.*
Os *benefícios primários* são definidos como os valores dos produtos e serviços que afetam diretamente o projeto, enquanto que os *benefícios secundários* são definidos como os benefícios macroeconômicos regionais de empregos e despesas que podem ser atribuídos ao projeto.
Os *efeitos podem ser tangíveis e intangíveis*.
Os *efeitos intangíveis* são aqueles que não são suscetíveis de uma avaliação monetária, tais como a inundação de uma igreja ou um monumento histórico. Vários projetos nos Estados Unidos foram inviabilizados por não terem prestado atenção aos efeitos intangíveis.
A análise de benefício-custo faz parte do denominado "*Sub-comittee on evaluation standards, inter agency committee on water resources, proposed practices for economic analysis of rivers basin projects*, Washington, DC, may 1958 - *Green Book*" elaborado pela *Harvard* e muito usado nos Estados Unidos e sendo bastante divulgado no Brasil pelo professor dr. José Meiches da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo em 1966.
Os grandes problemas que houveram com análise de beneficio-custo (Holmes, 1972 *in* Moreau, 1996 *in* Mays,1996) foram:
- Estimativa exagerada dos benefícios e estimativa muito baixa de custos dos planejadores;
- O *uso exagerado dos benefícios secundários* para justificar os projetos,
- Tratamento inadequado dos benefícios e custos intangíveis;
- Falhas na avaliações das alternativas, especialmente das *alternativas não estruturais* para controle de inundação.

O conceito de análise de beneficio-custo é usado nos Estados Unidos desde 1920, sendo elaborados 308 projetos de 1920 a 1930.

A definição exata de beneficio e custo só foi feita em 1936, conforme *o Flood Control Act*.

Em 1950 foi criado por um comitê o famoso *Green Book* com *Proposed Practices for Economic Analysis of River Basin Projects*. Em 1958 o *Green Book* foi revisado.

Em 1977 o presidente *Carter* nos Estados Unidos irritou o Congresso dos Estados Unidos, exigindo estudos de análise de beneficio-custo em 60 projetos autorizados pelo Congresso.

Os estudos de análise de beneficio/custo foram feitos pelo *USACE (US Army Corps of Engineers*) e USGS (*US Geological Survey*) que recusaram 19 projetos e 14 projetos questionáveis foram colocados de lado (Professor *David H. Moreau* capítulo 4 *in Water Resources Handbook, Larry W. Mays*, 1996).

Quando *Ronald Reagan* assumiu a presidência nos Estados Unidos abandonou a recusa dos projetos baseados somente nos princípios de benefício-custo. Estabeleceu que ”*os objetivos nacionais do desenvolvimento econômico consiste em proteger o meio ambiente da nação*”.

Até hoje a análise de beneficio-custo é usada com bastante critério, para que não se cometam as falhas de uma superestimaçao dos benefícios e subestimação dos custos.

Existem três maneiras práticas de se tratar com análise de beneficio-custo. A primeira é maximizar as diferenças de custos, a segunda é maximizar a relação beneficio/custo e a terceira é minimizar a relação custos/benefícios, usada pelo DAEE de São Paulo.

Máximo relação (benefícios / custos)
Máxima diferença (benefícios - custos)
Mínima relação (custos / benefícios)

Exemplo 16.4- ribeirão dos Meninos

Sendo o custo da obra de US$ 24.982.585 e considerando juros de 12% ao ano e período de 20 anos, o fator anual de recuperação do capital será (*Mays e Tung*, 1992 p.25).

$$\textbf{fator} = \frac{i \cdot (1+i)^n}{(1+i)^n - 1}$$

sendo:
n=20anos
juros anual = i = 0,12 (12% ao ano)

$(1+i)^n = (1+0,12)^{20} = 9,65$. Fazendo-se as contas obtemos

fator = 0,13

e sendo o custo das obras de US$ 24.982.585 para T_R=25anos, o valor da amortização anual será : US$ 24.982.585x 0,13 = US$ 3.247.736/ano

Considerando que os benefícios são US$ 8.861.597 e a relação beneficio / custo será igual a : B / C *= US$ 8.861.597 / US$ 3.247.736 = 2,73*
onde:
B = benefício anual da alternativa (US$)
C = custo anual do Investimento (US$)

Portanto, com base na Tabela (16.4), tem-se a relação benefício/custo de 2,73 para T_R=25anos.

Capítulo 17
Manutenção e operação

***Sfumato* (literalmente "esfumado") - disposição para aceitar a ambigüidade, o paradoxo e a incerteza.**
Leonardo Da Vinci

SUMÁRIO

Ordem	Assunto	Página
17.1	Gerenciamento de sistema de drenagem	
17.2	Gerência de Drenagem	
17.3	Manutenção e Operação	

Capítulo 17 - Manutenção e operação

17.1 Gerenciamento de sistema de drenagem

De nada adianta construir um sistema de drenagem perfeito, tal como microdrenagem sem cuidar das bocas de lobos e reservatório de detenção sem cuidar da sua manutenção e segurança.

O grande esquecimento que se faz no Brasil é o não gerenciamento das obras de drenagem e em especial dos reservatórios de detenção. Isto vem acontecendo com os piscinões executados pelo governo do Estado de São Paulo na Região Metropolitana de São Paulo e pelos piscinões executadas ela Prefeitura Municipal de São Paulo.

Muitas reclamações estão sendo feitas dos piscinões públicos. O abandono dos mesmos faz com que as crianças sem opções de lazer vão brincar dentro dos mesmos quando estão vazios e pegam doenças como a leptospirose. O local do piscinões em alguns lugares está-se tornando um ponto de consumo de drogas. Um outro problema é que devido ao abandono dos mesmos, fala-se inclusive em estupros.

Alguns piscinões feitos pelo governo do estado de São Paulo no ABC, como por exemplo, em São Caetano estão 30% assoreados, pois, ninguém retira os sedimentos depositados e a confiança nos piscinões fica cada vez precária.

É necessário que as prefeituras e governo do Estado de São Paulo se reúnam para decidir que faz a manutenção e operação dos reservatórios de detenção públicos da região metropolitana de São Paulo.

No que se refere aos piscinões privados, feitos por Shoppings, indústrias a manutenção é de competência do proprietário do imóvel, não havendo até o presente problemas de manutenção e operação, mas cuidados deverão ser feitos com inspeções regulares para que o mesmo seja mantido vazio nas ocasiões de chuva. O aproveitamento da água de chuva para outros deverá possuir reservatório próprio, independente do piscinão.

17.2 Gerência de Drenagem

O trabalho apresentado de Gerenciamento de Sistemas de Drenagem Urbana no XIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos realizado em Belo Horizonte, pelos engenheiros João Sérgio Cordeiro e Paulo Vaz Filho, salientaram que o bom funcionamento de um sistema de drenagem depende do perfeito relacionamento com uma série de sub-sistemas, além de depender de bom conhecimento de hidráulica e hidrologia.

O perfeito entendimento entre hidráulica, hidrologia, segurança, manutenção, limpeza publica, saúde etc são os fatores fundamentais para se ter a solução do problema.

Cordeiro e Vaz Filho, 1999 fizeram as seguintes inter-relações para a **gerência de drenagem:**

- Hidrologia
- Saúde
- Hidráulica
- Limpeza pública
- Redes de água e esgoto sanitário
- Recurso político
- Pavimentação

- Uso e ocupação do solo
- Arborização
- Trânsito
- Segurança
- Economia

Observar que estão relacionadas alguns problemas importantes como a segurança, saúde, limpeza pública e outros.

Não existe normalização no Brasil sobre o gerenciamento dos sistemas de drenagem de águas pluviais. Sobre drenagem urbana existe somente um ante-projeto que foi elaborado em 1984- Ante Projeto de Normas para Drenagem Urbana- ABNT 2.10.11-012.

17.3 Manutenção e Operação

A manutenção e operação deve ser sempre uma preocupação do projetista de um reservatório de detenção. Canholi em sua tese de doutoramento de 1995 na Escola Politécnica da Universidade de São Paulo recomenda que:

As obras devem garantir o funcionamento hidráulico das estruturas em boas condições e a sua integridade física.

Evitar a infestação de insetos;

Cuidar da segurança e do conforto dos visitantes, incluindo as crianças;

Preservar o aspecto visual agradável;

Prever a utilização múltiplas, incluindo as atividades de lazer e recreação.

Durante a fase de projeto devem ser considerados pelo menos, os seguintes aspectos de manutenção e operação (Canholi, 1995):

a) se o período de detenção for longo e especialmente se for liberado o acesso de crianças às vizinhanças do reservatório, é conveniente a instalação de cercas;
b) Se o reservatório for escavado em cota bastante inferior, deve haver previsão de *guard-rails*;
c) Devem ser previstos acessos permanentes ao fundo do reservatório e especialmente às estruturas de entrada e saída;
d) Os requisitos estéticos ou paisagísticos são de grande importância e devem ser estabelecidos e cumpridos com rigor;
e) Bacias de detenção com espelho d'água permanente, devem prever dispositivos para drenagem completa para remoção dos sedimentos;
f) Caso se queira áreas planas para recreação devem ser previstos sistemas de drenagem sub-superficial;
g) Reservatórios subterrâneos ou túneis-reservatórios devem prever acessos para limpeza mecanizada;
h) As bacias de detenção devem prever um adequado volume de espera para sedimentos de forma a reduzir a periodicidade de limpeza;
i) Os reservatórios com água permanente devem prever lâminas que não favoreçam a proliferação de plantas aquáticas;

j) O projeto das grades e cercas próximas das estruturas de saída pode em sentido contrario, prejudicar a sua operação hidráulica pelo tamponamento ou obstrução das mesmas por detritos. O projeto deve avaliar convenientemente estes aspectos e eventualmente optar por outras soluções mais criativas, como a inserção de taludes íngremes e áreas isoladas por vegetação que cumpram as funções de isolamento sem os problemas descritos;
k) As estruturas de controle de preferência, não devem possuir dispositivos móveis ou controlados. Comportas, operadas eletricamente ou manualmente devem ser evitadas.

Não existem normas nas prefeituras e nos estados brasileiros a respeito de manutenção de reservatórios de detenção. Vamos mostrar algumas normas usadas no Estado de New Jersey nos Estados Unidos.

O reservatório de detenção e os componentes do mesmo, deverá ser inspecionado no mínimo uma vez cada *seis meses.*

A remoção de lixo e outros depósitos nas bacias de detenção, deverão ser removidos no mínimo a cada *seis meses*.

No mínimo a cada *ano* deverá ser feito o corte de grama e replantio para o embelezamento da paisagem.

Um dos grandes problemas que estamos vivendo atualmente a respeito dos piscinões é sobre a gestão dos mesmos. Quem é responsável pela manutenção e operação? Quem paga as despesas pesadas para a retirada dos sedimentos depositados, a segurança e a energia elétrica usado quando necessário o bombeamento?

Capítulo 18
Medidas não estruturais

"Não existe o conhecimento absoluto, sem erro, absolutamente certo. Tudo o que existe é provisório. A posse do conhecimento é a procura da verdade"
Karl Popper, filósofo austríaco

SUMÁRIO

Ordem	Assunto
18.1	Introdução
18.2	Programa de educação ambiental
18.3	Participação pública na gestão dos recursos hídricos da bacia
18.4	Sistema de alerta a inundações de São Paulo- SAISP
18.5	Plano de contingência
18.6	Intensificação de medidas de controle na bacia- impermeabilização de grandes áreas
18.7	Disposição de resíduos sólidos
18.8	Coleta e tratamento de efluentes domésticos e industriais
18.9	Controle do reuso da água

Capítulo 18-Medidas não estruturais

18.1 Introdução

Em contraposição às medidas estruturais, que podem criar uma sensação de falsa segurança permitindo a ampliação da ocupação das áreas inundáveis (Tucci,1994), as ações não estruturais podem ser eficientes a custos mais baixos e com horizontes mais longos de eficiência (Canholi, 1995).

Dentre as medidas não estruturais propostas destacam-se (DAEE,1999):
Programa de educação ambiental;
Participação pública na gestão dos recursos hídricos da bacia;
Programa de previsão hidrometeorológica;
Plano de contingência para episódios críticos de inundações;
Intensificação de medidas de controle na bacia- Impermeabilização de grandes áreas;
Disposição de resíduos sólidos;
Coleta e tratamento de efluentes domésticos e industriais e
Controle do reuso da água.

18.2 Programa de educação ambiental

Em São Paulo a Secretaria do Meio Ambiente e a Cetesb publicaram em julho de 1999 o "*Programa núcleos regionais de educação ambiental*" no qual são descritos os trabalhos de educação ambiental já realizados em dezenas de núcleos no estado de São Paulo.

18.3 Participação pública na gestão dos recursos hídricos da bacia

A atuação do DAEE na bacia já na década de 80, deu ensejo à interface com algumas representações da comunidade mais diretamente afetada pelas inundações.

Isto se evidenciou em 1983, quando foram realizados estudos mais aprofundados visando a retificação e ampliação do canal do ribeirão dos Meninos. Nesta oportunidade, algumas associações de moradores participaram intensamente do processo de discussão do projeto do novo canal do ribeirão dos Meninos.

Portanto, é importante a participação pública na gestão dos recursos hídricos de cada bacia que for estudada.

18.4 Sistema de alerta a inundações de São Paulo – SAISP

O município de São Paulo está coberto pelo *Sistema de alerta a inundações de São Paulo* (SAISP), operado pela Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica (FCTH).

O SAISP monitora a precipitação e os níveis de rios na Bacia do Alto Tietê, para gerar previsões de chuva e de inundações. O monitoramento é feito pelo Radar meteorológico de São Paulo e por uma rede telemétrica.

O SAISP emite boletins de previsão a cada cinco minutos e envia as informações para diversas entidades que atuam na área de controle de cheias.

A central de operação do SAISP está instalada na cidade universitária, junto ao Centro Tecnológico de Hidráulica e Recursos Hídricos (CTH) do DAEE. Todas as informações do SAISP são enviadas para os usuários via internet, pelo endereço: www.cth.usp.br

18.5 Plano de contingência

A grande cheia em São Paulo de 1991 resultou na criação de um Grupo Executivo composto pelo governo do estado e pelo município de São Paulo, visando estabelecer um plano de ações mitigadoras de caráter reativo, emergenciais e de curto prazo.

Foram propostos os seguintes planos emergênciais decorrentes do plano de contingências:

- Programa alternativo de transporte, circulação e acessos;
- Programa de salvamento e de assistência à população atingida por inundações ou escorregamentos;
- Programa de desinterdição e limpeza de áreas afetadas;
- Programa de controle sanitário e epidemiológico nas áreas afetadas;
- Programa de comunicação preventiva e de orientação.

18.6 Intensificação de medidas de controle na bacia - impermeabilização de grandes áreas

É notória a necessidade de se propor medidas que possibilitem controlar o processo de urbanização que vem se observando na bacia.

Um dos primeiros pontos que requer atenção é a necessidade de integrar os instrumentos de licenciamento e outorga já existentes.

É comum observar que muitas ações de significativo impacto à permeabilidade do solo se realizam sem o devido conhecimento dos empreendedores quanto aos efeitos e quanto aos procedimentos necessários para implantar seus empreendimentos.

É necessário, portanto, que anteriormente ao projeto de qualquer obra que interfira na permeabilidade da bacia, o empreendedor consulte obrigatoriamente as instâncias de planejamento urbano (prefeituras municipais, por exemplo) seguindo-se o departamento de Águas e Energia Elétrica e os órgãos que compõem a Secretaria de Estado do Meio Ambiente.

Os procedimentos de licenciamento ambiental, de uso do solo e de outorga na bacia ainda são realizados de maneira independente e não integrada. Isto desistimula os empreendedores a cumprir esse conjunto de exigências em função da demora ao atendimento e pouca praticidade na proposição de recomendações.

Seria conveniente que o licenciamento de empreendimentos capazes de impactar o regime de cheias ficasse à cargo de um colegiado composto pelos órgãos do poder concedente e por representantes do sub comitê.

18.7 Disposição de resíduos sólidos

Estima-se que cada habitante da RMSP produza, em média, 1kg de resíduos sólidos por dia, que resulta num total de 16.000ton/dia de lixo que necessitam de um processamento adequado.

Sabe-se que, em função das limitações dos serviços públicos e da carência dos mesmos na periferia, uma parte dos resíduos sólidos, de quantificação ignorada, acaba por atingir a área de drenagem, fluindo até os rios da bacia.

Consequentemente, além dos efeitos deletérios da contaminação das águas fluviais por esgotos domésticos e industriais, os cursos d'água da bacia do rio Tamanduateí, córrego Pirajussara, córrego Aricanduva, rio Cabuçu de Cima, rio Baquirivu-Guaçu e outros servem

de veículo de transporte para toneladas de objetos lançados pelos habitantes, tais como carcaças metálicas, pneus, vasilhames plásticos e outros produtos não degradáveis.

Se, além disso, considerarmos os efeitos da poluição difusa na bacia, podemos concluir sem mais que não basta ter áreas ou dispor de aterros sanitários ou incineradores se não houver conscientização da população e estímulos para diminuir drasticamente a utilização dos cursos d'água como receptores e transportadores de lixo.

Algumas medidas locais compromissadas com a comunidade, desde que implementadas continuamente ao longo de anos, poderão contribuir para a melhoria dessa situação.

A coleta seletiva de lixo e a comercialização de resíduos recicláveis (vidros, plásticos e latas) tem surtido efeito, na microescala, em diversas localidades, podendo esta experiência ser extrapolada para qualquer bacia.

18.8 Coleta e tratamento de efluentes domésticos e industriais

O ideal de cada bacia é que existisse uma rede coletora de esgotos sanitários e coletores tronco ao longo dos cursos d'água a fim que o lançamento dos mesmos não fosse aos córregos e rios e sim para uma estação de tratamento.

18.9 Controle do reuso da água

Na região metropolitana de São Paulo é comum uma grande concentração de indústrias que captam águas superficiais e subterrâneas.

Sucedem-se às captações, os lançamentos de efluentes em série, constituindo-se, ao longo dos rios, uma sucessão de captações e lançamentos por usuários de jusante. Trata-se, portanto, de bacias onde a vazão de base é o produto de águas residuárias.

É importante que esta forma de reuso seja devidamente controlada no sentido de se evitar que os rios e córregos venham a se tornar rios urbanos intermitentes, por conta da super exploração hídrica e da degradação da qualidade.

Capítulo 19

Galerias de águas pluviais (micro-drenagem)

"A natureza nunca quebra as suas leis"
Leonardo da Vinci

SUMÁRIO

Ordem	Assunto
19.1	Galerias de águas pluviais
19.2	Traçado e órgãos da rede de galerias
19.3	Tempo de concentração e vazões de projeto
19.4	Sarjetas
19.5	Bocas de lobo
19.6	Tempo de concentração para micro-drenagem
19.7	Extravasamento de água no poço de visita

Capítulo 19- Galerias de águas pluviais (micro-drenagem)

19.1 Galeria de águas pluviais

As galerias pluviais são projetadas para funcionamento a *seção plena* para a vazão do projeto. A velocidade depende do material a ser usado.

A velocidade mínima para tubos de concreto deverá ser de 0,65m/s e a máxima de 5,0m/s. O recobrimento mínimo é de 1,00 m.

O diâmetro das tubulações comercial correntes é: 0,30m; 0,40m; 0,50m; 0,60m; 0,80m; 1,00m; 1,20m; 1,50m.

Os preços médios dos tubos de concreto incluso a mão de obra estão na Tabela (19.1).

Tabela 19.1-Preços médios de material e mão de obra de tubos de concreto para águas pluviais

Diâmetro (m)	Preço de Material e Mão de obra US$/metro
0,30	18
0,40	33
0,50	35
0,60	50
0,80	84
1,00	130
1,20	196
1,50	292

Nota: 1US$= 1,745 (30/3/2000)

Vamos apresentar a fórmula de Manning para seção qualquer nas unidades Sistema Internacional (S.I):

$$Q=(n^{-1}) . A . R^{2/3} . S^{1/2}$$

Q= vazão (m^3/s);
A= área molhada da seção (m^2)
R= raio hidráulico (m);
S= declividade (m/m).

Para galeria circular seção plena:

$$\mathbf{Q= (0,312) . (n^{-1}) . D^{8/3} . S^{1/2}}$$

sendo:
Q= vazão (m^3/s);
n=coeficiente de rugosidade de Manning;
D= diâmetro da tubulação (m);
S=declividade (m/m).

A Tabela (19.2) fornece a vazão da tubulação de concreto em função da declividade. Não devemos esquecer que deverá ser calculada a velocidade sendo que esta deverá ser menor ou igual a 5m/s e em alguns casos chegar a 6m/s.

Tabela 19.2 - Vazões a seção plena de tubos de concreto para águas pluviais conforme a declividade da tubulação.

Tubos de concreto com n=0,013		**Vazões (m^3/s)**										
Diâmetro		**Declividades da tubulação**										
		0,50%	**1%**	**2%**	**3%**	**4%**	**5%**	**6%**	**7%**	**8%**	**9%**	**10%**
(cm)	**(m)**	**0,005**	**0,01**	**0,02**	**0,03**	**0,04**	**0,05**	**0,06**	**0,07**	**0,08**	**0,09**	**0,1**
30	0,3	0,07	0,10	0,14	0,17	0,19	0,22	0,24	0,26	0,27	0,29	0,31
40	0,4	0,15	0,21	0,29	0,36	0,42	0,47	0,51	0,55	0,59	0,63	0,66
50	0,5	0,27	0,38	0,53	0,65	0,76	0,85	0,93	1,00	1,07	1,13	1,20
60	0,6	0,43	0,61	0,87	1,06	1,23	1,37	1,51	1,63	1,74	1,84	1,94
80	0,8	0,94	1,32	1,87	2,29	2,65	2,96	3,24	3,50	3,74	3,97	4,19
100	1,0	1,70	2,40	3,39	4,16	4,80	5,37	5,88	6,35	6,79	7,20	7,59
120	1,2	2,76	3,90	5,52	6,76	7,81	8,73	9,56	10,33	11,04	11,71	12,34
150	1,5	5,00	7,08	10,01	12,26	14,15	15,82	17,33	18,72	20,01	21,23	22,38

Exemplo 19.1: **galeria de 1,5m de diâmetro**

Calcular a vazão pela fórmula de Manning sendo dados o diâmetro D=1,50m declividade S=0,007m/m (0,7%) e rugosidade de Manning n=0,014.
Entrando na Equação acima temos:

$$Q= (0,312) . (n^{-1}) . D^{8/3} . S^{1/2} = (0,312) . (0,014^{-1}) . 1,50^{8/3} . 0,007^{1/2}$$

$$Q= 5,5\ m^3/s$$

Portanto uma galeria com 1,5m de diâmetro com declividade de 0,007m/m pode conduzir a vazão de 5,5 m^3/s. Vejamos agora a velocidade:

Usando a equação da continuidade:

$$\mathbf{V = \frac{4 . Q}{\pi . D^2}} \qquad \textbf{(Equação 19.1)}$$

$$V=\frac{4 . Q}{\pi . D^2} = \frac{4 . (5.5)}{3,14 . (1.5^2)} = 3,11\ m/s < 5\ m/s$$

Portanto, a velocidade é 3,11 m/s que é menor que o máximo admitido de 5 m/s e é maior que o mínimo de 0,60 m/s.

Tirando-se o valor de D da fórmula de Manning para tubos circulares para seção plena temos:

$$\mathbf{D = [(Q \cdot n)/(0{,}312 \cdot S^{1/2})]^{3/8}} \qquad \textbf{(Equação 19.2)}$$

Exemplo (19.2) calcular o diâmetro.

Calcular o diâmetro para uma tubulação de concreto com n=0,014 vazão de 2 m^3/s e declividade de 0,007m/m. Conforme Equação (19.2) temos:

$D = [(Q \cdot n)/(0{,}312 \cdot S^{1/2})]^{3/8} = [(2 \cdot 0{,}014)/(0{,}312 \cdot 0{,}007^{1/2})]^{3/8}$
D= 1,03 m
Como o diâmetro de 1,30m não é comercial, temos que usar D=1,0m

Calculemos então a velocidade pela equação da continuidade.

$$V = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 2}{3{,}14 \cdot 1.0^2} = 2{,}55 m/s < 5\ m/s$$

A velocidade de 2,55m/s é maior que o mínimo de 0,60 m/s e menor que o máximo de 5 m/s. Aqui é importante salientar que há um pequeno erro, pois o tubo não está trabalhando realmente a seção plena com o diâmetro de 1,0m.

Para calcular corretamente teríamos que usar a fórmula de Manning citada logo no início para um tubo ou canal de seção qualquer. Calculando mais precisamente o tubo achamos y/d=0,33 com altura da lâmina d'água igual a 0,5 m e velocidade real de 0,73 m/s.

O erro porem cometido é pequeno, segundo Ven Te Chow (1988) podendo ser desprezado. Caso queira deverá ser feito o cálculo mais correto usando a fórmula de Manning para qualquer seção.

A Tabela (19.3) apresenta os diâmetros de tubulações de concreto em função da declividade e da vazão. Foi considerando a rugosidade de Manning n=0,013. Sempre deverá ser verificada a velocidade que deverá ser menor ou igual a 5m/s. Em casos especiais poderá chegar até 6m/s. Lembremos também dos tubos comerciais existentes que são praticamente padronizados.

Tabela 19.3- Diâmetros da tubulação de concreto em função da declividade e da vazão considerando a rugosidade de Manning n=0,013

Vazões	Diâmetro (m)										
	0,5%	**1%**	**2%**	**3%**	**4%**	**5%**	**6%**	**7%**	**8%**	**9%**	**10%**
(m^3/s)	**0,005**	**0,01**	**0,02**	**0,03**	**0,04**	**0,05**	**0,06**	**0,07**	**0,08**	**0,09**	**0,1**
1,5	0,95	0,84	0,74	0,68	0,65	0,62	0,60	0,58	0,57	0,56	0,54
2,0	1,06	0,93	0,82	0,76	0,72	0,69	0,67	0,65	0,63	0,62	0,61
2,5	1,16	1,02	0,89	0,83	0,78	0,75	0,73	0,71	0,69	0,67	0,66
3,0	1,24	1,09	0,95	0,88	0,84	0,80	0,78	0,75	0,74	0,72	0,71
3,5	1,31	1,15	1,01	0,94	0,89	0,85	0,82	0,80	0,78	0,76	0,75
4,0	1,38	1,21	1,06	0,99	0,93	0,90	0,87	0,84	0,82	0,80	0,79
4,5	1,44	1,27	1,11	1,03	0,98	0,94	0,90	0,88	0,86	0,84	0,82
5,0	1,50	1,32	1,16	1,07	1,02	0,97	0,94	0,91	0,89	0,87	0,86
5,5	1,55	1,36	1,20	1,11	1,05	1,01	0,98	0,95	0,92	0,90	0,89
6,0	1,61	1,41	1,24	1,15	1,09	1,04	1,01	0,98	0,95	0,93	0,92
6,5	1,65	1,45	1,28	1,18	1,12	1,07	1,04	1,01	0,98	0,96	0,94
7,0	1,70	1,49	1,31	1,22	1,15	1,10	1,07	1,04	1,01	0,99	0,97
7,5	1,75	1,53	1,35	1,25	1,18	1,13	1,10	1,06	1,04	1,02	1,00
8,0	1,79	1,57	1,38	1,28	1,21	1,16	1,12	1,09	1,06	1,04	1,02
8,5	1,83	1,61	1,41	1,31	1,24	1,19	1,15	1,12	1,09	1,06	1,04
9,0	1,87	1,64	1,44	1,34	1,27	1,21	1,17	1,14	1,11	1,09	1,07
9,5	1,91	1,68	1,47	1,36	1,29	1,24	1,20	1,16	1,13	1,11	1,09
10,0	1,94	1,71	1,50	1,39	1,32	1,26	1,22	1,19	1,16	1,13	1,11
10,5	1,98	1,74	1,53	1,42	1,34	1,29	1,24	1,21	1,18	1,15	1,13
11,0	2,02	1,77	1,55	1,44	1,36	1,31	1,26	1,23	1,20	1,17	1,15
11,5	2,05	1,80	1,58	1,46	1,39	1,33	1,29	1,25	1,22	1,19	1,17

12,0	2,08	1,83	1,61	1,49	1,41	1,35	1,31	1,27	1,24	1,21	1,19
12,5	2,11	1,86	1,63	1,51	1,43	1,37	1,33	1,29	1,26	1,23	1,21
13,0	2,15	1,88	1,65	1,53	1,45	1,39	1,35	1,31	1,28	1,25	1,22
13,5	2,18	1,91	1,68	1,56	1,47	1,41	1,37	1,33	1,29	1,27	1,24
14,0	2,21	1,94	1,70	1,58	1,49	1,43	1,38	1,35	1,31	1,28	1,26
14,5	2,24	1,96	1,72	1,60	1,51	1,45	1,40	1,36	1,33	1,30	1,27
15,0	2,26	1,99	1,75	1,62	1,53	1,47	1,42	1,38	1,35	1,32	1,29
15,5	2,29	2,01	1,77	1,64	1,55	1,49	1,44	1,40	1,36	1,33	1,31
16,0	2,32	2,04	1,79	1,66	1,57	1,51	1,46	1,41	1,38	1,35	1,32
16,5	2,35	2,06	1,81	1,68	1,59	1,52	1,47	1,43	1,40	1,36	1,34
17,0	2,37	2,08	1,83	1,70	1,61	1,54	1,49	1,45	1,41	1,38	1,35
17,5	2,40	2,11	1,85	1,71	1,62	1,56	1,51	1,46	1,43	1,40	1,37
18,0	2,42	2,13	1,87	1,73	1,64	1,57	1,52	1,48	1,44	1,41	1,38

Nota: 1) deverá ser verificado a velocidade que deverá menor ou igual a 5m/s.
2) Deverá ser escolhido o diâmetro comercial existente.

19.2 Fórmula de Manning para seção circular plena

Para seção circular plena R=D/4, nas unidades Sistema Internacional (SI) temos:

$$V= (1/n) \times 0{,}397 \times (D^{2/3}) (S^{1/2}) \qquad \textbf{(Equação 19.3)}$$

$$Q= (1/n) \times 0{,}312 \times (D^{8/3}) (S^{1/2}) \qquad \textbf{(Equação 19.4)}$$

Sendo:
V= velocidade (m/s);
R= raio hidráulico (m);
S= declividade (m/m);
n= coeficiente de rugosidade de Manning;
D= diâmetro do tubo (m);
Q= vazão (m^3/s).

Exemplo 19.3-dado a declividade S=0,007 m/m n=0,025 D=1,5m. Achar a velocidade média.
Usando a Equação (19.3) temos:

$$V= (1/n) \times 0{,}397 \times (D^{2/3}) (S^{1/2}) = (1/0{,}025) \times 0{,}397 \times (1{,}5^{2/3}) (0{,}007^{1/2}) = 1{,}74 \text{ m/s}$$

19.3 Dimensionamento de galeria circular parcialmente cheia,

A tubulação transversal de uma galeria pode funcionar a seção plena ou a seção variável, onde o valor da lâmina d'água **y** é menor que o diâmetro.

Para tubos circulares a relação da lâmina d' água com o diâmetro y/D =0,85 fornece a mesma vazão que a seção plena. A vazão máxima de um tubo circular ocorre aproximadamente a y/D=0,93.

Uma maneira prática de se calcular os parâmetros hidráulicos é usar as Tabelas (19.4), (19.5), (19.6) e (19.7) elaboradas pelos professores Ariovaldo Nuvolari e Acácio Eiji Ito da Faculdade de Tecnologia de São Paulo (FATEC-SP) e citado no livro Neto, Araújo, Ito, 1998.

Na prática existem dois tipos básicos de problema.

Dados Q, n, S , D achar y= ?

Dados y , n , S , D achar Q= ?

Onde:

Q= vazão no coletor em m^3/s;

n= coeficiente de rugosidade de Manning ;

S= declividade do coletor em m/m;

Y= lâmina d'água em m;

D= diâmetro da tubulação em m.

Exemplo 19.8- primeiro problema: Dados Q, n, S , D achar y= ?

Dados:

Vazão na galeria de águas pluviais = 600 L/s = $0{,}60 m^3/s$;

Tubos de concreto armado com D=1,00m n=0,015;

Declividade S=0,003m/m.

Comecemos calculando o parâmetro adimensional da Tabela (19.4).

$$Q \cdot n / (D^{8/3} \cdot S^{1/2}) = (0{,}6 \cdot 0{,}015) / 1^{8/3} \cdot 0{,}003^{1/2} = 0{,}164317$$

Consultando a Tabela (19.4) entrando com o número 0,164317 achamos y/D = 0,52. Como o valor de D=1,00m teremos:

y= D x 0,52 = 1,0 x 0,52 = 0,52m (altura da lâmina d'água)

A velocidade média V.

Da Tabela (19.6) usando y/D = 0,52 achamos o número 0,4034.

$$V.\ n / D^{2/3}\ .\ S^{1/2} = 0{,}4034$$

onde

$V = (0{,}4034 * D^{2/3}\ .\ S^{1/2})/n = (0{,}4034\ .\ (1^{\wedge}2/3)\ .(0{,}003^{\wedge}1/2))/0{,}015 = 1{,}47$ m/s.

Pela fórmula de Manning,

$$V = (1/n)\ R^{2/3}\ S^{1/2}$$

isolando o valor do raio hidráulico

$R = (V.\ n / (S^{1/2}))^{3/2} = ((1{,}47\ .\ 0{,}015)/(0{,}003^{1/2}))^{3/2} = 0{,}26$m

Exemplo 19.4- segundo problema: Dados y , n , S , D achar Q= ?

Dados:

Vazão no coletor predial = ? m^3/s;

n=0,015;

D=1,5m.

S=0,002 m/m

y=1,2m (altura da lâmina d'água)

Solução:

Como temos a altura da lâmina d'água y=1,2m então temos a relação y/D

y/D = 1,2/1,5 = 0,80m

Entrando na Tabela (19.4) com y/d=0,80 obtemos 0,3046

$$Q\ .\ n / (D^{8/3}\ .\ S^{1/2}) = Q\ .\ 0{,}015 / 1{,}5^{8/3}\ .\ 0{,}002^{1/2} = 0{,}3046$$

$$Q = (0{,}3046/0{,}015)\ .\ 1{,}5^{8/3}\ .\ 0{,}002^{1/2} = 2{,}68 m^3/s$$

Portanto, a vazão é $2{,}68 m^3/s$.

Procuremos o valor da velocidade média.

Da Tabela (19.6) achamos o número 0,4390 relativo a y/D= 0,80

$$V.\ n / D^{2/3}\ .\ S^{1/2} = 0{,}4523$$

donde

$V = (0{,}4523\ .D^{2/3}\ .\ S^{1/2})/n = (0{,}4523\ .\ (1{,}5^{\wedge}2/3)\ .(0{,}002^{\wedge}1/2))/0{,}015 = 1{,}76$ m/s.

Pela fórmula de Manning, tiremos o valor do raio hidráulico.

$$V = (1/n)\ R^{2/3}\ S^{1/2}$$

$R = (V.\ n / (S^{1/2}))^{3/2} = ((1{,}76\ .\ 0{,}015)/(0{,}002^{1/2}))^{3/2} = 0{,}45$ m

Tabela 19.4-Condutos circulares

y/D	$Q\ .\ n / (D^{8/3}.\ S^{1/2})$	y/D	$Q\ .\ n / (D^{8/3}.\ S^{1/2})$
0,01	0,0001	0,51	0,1611
0,02	0,0002	0,52	0,1665
0,03	0,0005	0,53	0,1718
0,04	0,0009	0,54	0,1772
0,05	0,0015	0,55	0,1825
0,06	0,0022	0,56	0,1879
0,07	0,0031	0,57	0,1933
0,08	0,0041	0,58	0,1987
0,09	0,0052	0,59	0,2040
0,10	0,0065	0,60	0,2094
0,11	0,0079	0,61	0,2147
0,12	0,0095	0,62	0,2200
0,13	0,0113	0,63	0,2253
0,14	0,0131	0,64	0,2305
0,15	0,0151	0,65	0,2357
0,16	0,0173	0,66	0,2409
0,17	0,0196	0,67	0,2460
0,18	0,0220	0,68	0,2510
0,19	0,0246	0,69	0,2560
0,20	0,0273	0,70	0,2609
0,21	0,0301	0,71	0,2658
0,22	0,0331	0,72	0,2705
0,23	0,0362	0,73	0,2752
0,24	0,0394	0,75	0,2797
0,25	0,0427	0,75	0,2842
0,26	0,0461	0,76	0,2885
0,27	0,0497	0,77	0,2928
0,28	0,0534	0,78	0,2969
0,29	0,0571	0,79	0,3008
0,30	0,0610	0,80	0,3046

Fonte: Netto, Fernandez, Araujo e Ito, 1998

Tabela 19.4 (continuação)-Condutos circulares

y/D	$Q . n / (D^{8/3} . S^{1/2})$	y/D	$Q . n / (D^{8/3} . S^{1/2})$
0,31	0,0650	0,81	0,3083
0,32	0,0691	0,82	0,3118
0,33	0,0733	0,83	0,3151
0,34	0,0776	0,84	0,3182
0,35	0,0819	0,85	0,3211
0,36	0,0864	0,86	0,3238
0,37	0,0909	0,87	0,3263
0,38	0,0956	0,88	0,3285
0,39	0,1003	0,89	0,3305
0,40	0,1050	0,90	0,3322
0,41	0,1099	0,91	0,3335
0,42	0,1148	0,92	0,3345
0,43	0,1197	0,93	0,3351
0,44	0,1247	0,94	0,3352
0,45	0,1298	0,95	0,3340
0,46	0,1349	0,96	0,3339
0,47	0,1401	0,97	0,3321
0,48	0,1453	0,98	0,3293
0,49	0,1505	0,99	0,3247
0,50	0,1558	1,00	0,3116

Fonte: Netto, Fernandez, Araujo e Ito, 1998
Unidades do Sistema Internacional (SI)

Tabela 19.5-Condutos circulares

y/D	$Q.\ n/(y^{8/3}.\ S^{1/2})$	y/D	$Q.\ n/(y^{8/3}.\ S^{1/2})$
0,01	10,1118	0,51	0,9705
0,02	7,1061	0,52	0,9529
0,03	5,7662	0,53	0,9339
0,04	4,9625	0,54	0,9162
0,05	4,4107	0,55	0,8989
0,06	4,0009	0,56	0,8820
0,07	3,6805	0,57	0,8654
0,08	3,4207	0,58	0,8491
0,09	3,2043	0,59	0,8332
0,10	3,0201	0,60	0,8176
0,11	2,8606	0,61	0,8022
0,12	2,7208	0,62	0,7872
0,13	2,5966	0,63	0,7724
0,14	2,4854	0,64	0,7579
0,15	2,3849	0,65	0,7436
0,16	2,2935	0,66	0,7295
0,17	2,2097	0,67	0,7872
0,18	2,1326	0,68	0,7724
0,19	2,0613	0,69	0,7579
0,20	1,9950	0,70	0,7436
0,21	1,9332	0,71	0,6624
0,22	1,8752	0,72	0,6496
0,23	1,8208	0,73	0,6360
0,24	1,7696	0,74	0,6244
0,25	1,7212	0,75	0,6120
0,26	1,6753	0,76	0,5998
0,27	1,6318	0,77	0,5878
0,28	1,5903	0,78	0,5758
0,29	1,5509	0,79	0,5640
0,30	1,5132	0,80	0,5523

Fonte: Netto, Fernandez, Araujo e Ito, 1998
Unidades do Sistema Internacional (SI)

Tabela 19.5 (continuação)-Condutos circulares

y/D	Q. n/(y $^{8/3}$. S ^{½})	y/D	Q. n/(y $^{8/3}$. S ^{½})
0,31	1,4771	0,81	0,5407
0,32	1,4426	0,82	0,5293
0,33	1,4094	0,83	0,5179
0,34	1,3776	0,84	0,5066
0,35	1,3469	0,85	0,4953
0,36	1,3174	0,86	0,4842
0,37	1,2889	0,87	0,4731
0,38	1,2614	0,88	0,4620
0,39	1,2348	0,89	0,4509
0,40	1,2091	0,90	0,4399
0,41	1,1841	0,91	0,4289
0,42	1,1600	0,92	0,4178
0,43	1.1365	0,93	0,4066
0,44	1,1138	0,94	0,3954
0,45	1,0916	0,95	0,3840
0,46	1,0701	0,96	0,3723
0,47	1,0491	0,97	0,3602
0,48	1,0287	0,98	0,3475
0,49	1,0088	0,99	0,3335
0,50	0,9894	1,00	0,3116

Fonte: Netto, Fernandez, Araujo e Ito, 1998
Unidades do Sistema Internacional (SI)

Tabela 19.6-Condutos circulares

y/D	$V.n/(D^{2/3}.S^{1/2})$	y/D	$V.n/(D^{2/3}.S^{1/2})$
0,01	0,0353	0,51	0,4002
0,02	0,0559	0,52	0,4034
0,03	0,0730	0,53	0,4065
0,04	0,0881	0,54	0.4095
0,05	0,1019	0,55	0,4124
0,06	0,1147	0,56	0,4153
0,07	0,1267	0,57	0,4180
0,08	0,1381	0,58	0,4206
0,09	0,1489	0,59	0,4231
0,10	0,1592	0,60	0,4256
0,11	0,1691	0,61	0,4279
0,12	0,1786	0,62	0,4301
0,13	0,1877	0,63	0,4323
0,14	0,1965	0,64	0,4343
0,15	0,2051	0,65	0,4362
0,16	0,2133	0,66	0,4381
0,17	0,2214	0,67	0,4398
0,18	0,2291	0,68	0,4414
0,19	0,2367	0,69	0,4429
0,20	0,2441	0,70	0,4444
0,21	0,2512	0,71	0,4457
0,22	0,2582	0,72	0,4469
0,23	0,2650	0,73	0,4480
0,24	0,2716	0,74	0,4489
0,25	0,2780	0,75	0,4498
0,26	0,2843	0,76	0,4505
0,27	0,2905	0,77	0,4512
0,28	0,2965	0,78	0,4517
0,29	0,3023	0,79	0,4520
0,30	0,3080	0,80	0,4523

Fonte: Netto, Fernandez, Araujo e Ito, 1998
Unidades do Sistema Internacional (SI)

Tabela 19.6 (continuação)-Condutos circulares

y/D	V. n /(D $^{2/3}$. S ^{½})	y/D	V. n /(D $^{2/3}$. S ^{½})
0,31	0,3136	0,81	0,4524
0,32	0,3190	0,82	0,4524
0,33	0,3243	0,83	0,4522
0,34	0,3295	0,84	0,4519
0,35	0,3345	0,85	0,4514
0,36	0,3394	0,86	0,4507
0,37	0,3443	0,87	0,4499
0,38	0,3490	0,88	0,4489
0,39	0,3535	0,89	0,4476
0,40	0,3580	0,90	0,4462
0,41	0,3624	0,91	0,4445
0,42	0,3666	0,92	0,4425
0,43	0,3708	0,93	0,4402
0,44	0,3748	0,94	0,4376
0,45	0,3787	0,95	0,4345
0,46	0,3825	0,96	0,4309
0,47	0,3863	0,97	0,4267
0,48	0,3899	0,98	0,4213
0,49	0,3934	0,99	0,4142
0,50	0,3968	1,00	0,3968

Fonte: Netto, Fernandez, Araujo e Ito, 1998
Unidades do Sistema Internacional (SI)

Tabela 19.7-Condutos circulares

y/D	$V.\ n/(y^{2/3}\ .\ S^{1/2})$	y/D	$V.\ n/(y^{2/3}\ .\ S^{1/2})$
0,01	0,7608	0,51	0,6260
0,02	0,7584	0,52	0,6238
0,03	0,7560	0,53	0,6207
0,04	0,7536	0,54	0,6176
0,05	0,7511	0,55	0,6144
0,06	0,7487	0,56	0,6112
0,07	0,7463	0,57	0,6080
0,08	0,7438	0,58	0,6048
0,09	0,7414	0,59	0,6015
0,10	0,7389	0,60	0,5982
0,11	0,7365	0,61	0,5949
0,12	0,7340	0,62	0,5916
0,13	0,7315	0,63	0,5882
0,14	0,7290	0,64	0,5848
0,15	0,7265	0,65	0,5814
0,16	0,7239	0,66	0,5779
0,17	0,7214	0,67	0,5744
0,18	0,7188	0,68	0,5709
0,19	0,7163	0,69	0,5673
0,20	0,7137	0,70	0,5637
0,21	0,7111	0,71	0,5600
0,22	0,7085	0,72	0,5563
0,23	0,7059	0,73	0,5525
0,24	0,7033	0,74	0,5487
0,25	0,7007	0,75	0,5449
0,26	0,6980	0,76	0,5410
0,27	0,6954	0,77	0,5371
0,28	0,6827	0,78	0,5330
0,29	0,6900	0,79	0,5290
0,30	0,6873	0,80	0,5248

Fonte: Netto, Fernandez, Araujo e Ito, 1998
Unidades do Sistema Internacional (SI)

Tabela 19.7 (continuação)-Condutos circulares

y/D	$V.\ n/(y^{2/3}\ .\ S^{1/2})$	y/D	$V.\ n/(y^{2/3}\ .\ S^{1/2})$
0,31	0,6846	0,81	0,5206
0,32	0,6819	0,82	0,5164
0,33	0,6791	0,83	0,5120
0,34	0,6764	0,84	0,5076
0,35	0,6736	0,85	0,5030
0,36	0,6708	0,86	0,4984
0,37	0,6680	0,87	0,4936
0,38	0,6652	0,88	0,4888
0,39	0,6623	0,89	0,4838
0,40	0,6595	0,90	0,4786
0,41	0,6566	0,91	0,4733
0,42	0,6537	0,92	0,4678
0,43	0,6508	0,93	0,4620
0,44	0,6479	0,94	0,4560
0,45	0,6449	0,95	0,449,6
0,46	0,6420	0,96	0,4428
0,47	0,6390	0,97	0,4354
0,48	0,6360	0,98	0,4271
0,49	0,6330	0,99	0,4170
0,50	0,6299	1,00	0,3968

Fonte: Netto, Fernandez, Araujo e Ito, 1998
Unidades do Sistema Internacional (SI)

19.4 Traçado e órgãos da rede de galerias

Capacidade de escoamento superficial

Em função da declividade e largura da rua, é feita a determinação máxima da vazão que pode-se escoar superficialmente. A partir do ponto em que a vazão supera a máxima capacidade de escoamento ou a velocidade do mesmo seja superior a 3,00 m/s ou inferior a 0,80 m/s, inicia-se a galeria.

Sarjetões

Nos cruzamentos, serão instalados sarjetões necessários, para orientar o sentido de escoamento superficial das águas. Tal procedimento permite o desvio do excesso de vazão em determinada rua para outra com capacidade de escoamento superficial ociosa, de forma a minimizar a quantidade de galerias.

Bocas de lobo

Deverão ser localizadas de maneira a não permitir que o escoamento superficial fique indefinido, com a criação de zonas mortas. Serão consideradas até quatro bocas de lobo em serie com *capacidade máxima de 60 l/s cada uma*. A locação das bocas de lobo oferece as seguintes recomendações:

a) serão locadas em ambos os lados da rua, quando a saturação da sarjeta o requerer ou quando forem ultrapassadas as suas capacidades de engolimento;

b) serão locadas nos pontos baixos da quadra;

c) recomenda-se adotar um espaçamento máximo de 60m entre as bocas de lobo, caso não seja analisada a capacidade de escoamento da sarjeta;

d) a melhor solução para a instalação de bocas de lobo é em pontos afastados a montante de cada faixa de cruzamento usada pelos pedestres, juntos às esquinas;

e) não é conveniente a sua localização junto ao vértice de ângulo de interseção das sarjetas de duas ruas convergentes pelos seguintes motivos: os pedestres para cruzarem uma rua, teriam que saltar a torrente num trecho de máxima vazão superficial; as torrentes convergentes pelas diferentes sarjetas teriam como resultante um escoamento de velocidade em sentido contrário ao da afluência para o interior da boca de lobo.

Poços de visita

O poço de visita tem a função primordial de permitir o acesso às canalizações para efeito de limpeza e inspeção, de modo que se possam mantê-las em bom estado de funcionamento.

Deverão atender as mudanças de direção, de diâmetro e de declividade, a coleta das águas das bocas de lobo, ao entroncamento das diversas galerias (máximo de 4 , sendo 3 entradas e uma saída) Quando a diferença de nível entre o tubo afluente e efluente for superior a 0,70m, o poço de visita será denominado de quebra. O espaçamento máximo recomendado para os poços de visita é apresentado na Tabela (19.8).

Tabela 19. 8-Espaçamentos dos poços de visita(DAAE/CETESB.1980)

Diâmetro ou altura do conduto (m)	Espaçamento dos PV (m)
0,30	120
0,50 a 0,90	150
1,00 ou mais	180

Caixas de ligação e tubos de ligação

Os tubos de ligação das bocas de lobo à galeria, deverão ser conectados em uma caixa de ligação. Sua função é similar ao poço de visita e diferenciam-se destes por não serem visitáveis. A declividade mínima destas tubulações deverá ser de 1% e seu diâmetro é o seguinte:

Tabela 19.9-Número de bocas de lobo em série conforme diâmetros dos tubos

Número de bocas de lobo em série	Diâmetro dos tubos (m)
1	0,40
2	0,50
3	0,60
4	0,60

Muros de testa

Serão construídos no final das galerias, quando estas atingirem os canais a serem projetados. Aliás, as cotas das galerias que atingirão o muro de testa, deverão ser verificadas quando os canais forem projetados.

Localização das galerias

A galeria deverá ocupar o meio da rua. O recobrimento mínimo é de 1,00 m. Deve-se possibilitar a ligação das canalizações de escoamento (recobrimento mínimo de 0,60m) das bocas de lobo.

Dimensionamento das galerias

As galerias serão projetadas sempre que possível em tubos circulares de concreto, com diâmetro mínimo de 0,60m e máximo de 1,50m dimensionados pela fórmula de Manning com n=0,0135 ou outro a escolher.

Velocidade nas galerias

Para as condições de vazão de dimensionamento, as velocidades mínimas deverão ser de 0,60m/s e a máxima de 5,00m/s. Eventualmente poderá ser usado o limite de 6 m/s, havendo sempre uma das seguintes justificativas:

-ruas bastantes íngremes, sendo que a inserção de outros poços de visita, elevará sensivelmente o custo global do sistema a ser implantado;

-necessidade de drenar a água pluvial de ruas sem saída, até outras, em cotas mais baixas;

-não obstante, as vazões sejam inferiores as especificadas, as velocidades ultrapassarão um pouco o valor limite, devido as características intrínsecas dos tubos de seções circulares;

-os valores de velocidades obtidos, correspondem a uma vazão de dimensionamento que será verificada a cada dez (10) anos (T=10 anos), sendo, portanto bastante improvável dano permanente na estrutura do tubo, devido a essa velocidade superior.

Lâminas d'água e degraus

Quando houver aumento de diâmetro de um trecho de galeria para outro, a geratriz inferior interno do tubo de saída do poço de visita, deverá ser rebaixada a uma altura igual a diferença entre os diâmetros do tubo maior (saída do PV) e do menor (entrada do PV), sendo que este desnível não deverá ser maior que 1,50 m.

Recobrimento mínimo

Deverá ser previsto um recobrimento mínimo de 1,00m para as tubulações. Recobrimentos inferiores eventualmente poderão ocorrer quando houver interferências com trechos da rede de esgotos, porque na hipótese de se passar abaixo dessas linhas, as galerias à jusante do ponto seriam excessivamente aprofundadas.

Profundidade máxima

Procura-se evitar ao máximo profundidade superior a 4,50m para as galerias. Eventualmente, em cruzamentos com trechos da rede de esgotos ou em trechos curtos nos terrenos de elevadas declividades, serão projetadas galerias com profundidade superiores a esta.

Tubulações

Os tubos das galerias serão circulares de concreto armado Classe CA-3 e deverão obedecer as condições da EB-103 da ABNT.

As larguras das valas depende da profundidade da mesma conforme Tabela (19.10).

Tabela 19.10-Largura da vala conforme diâmetro do tubo e profundidade

Diâmetro (mm)	Largura da vala em metros para profundidade até 2,00m	Largura da vala em metros para profundidade mais de 2,00m
600	1,40	1,60
700	1,50	1,70
800	1,60	1,80
900	1,80	2,00
1000	1,90	2,10
1100	2,00	2,20
1200	2,20	2,40
1500	2,50	2,70

19.5 Tempo de concentração e vazões de projeto

O tempo de concentração em bacias urbanas é determinado pela soma dos tempos de concentração dos diferentes trechos. O tempo de concentração de uma determinada seção é composto por duas parcelas:

$$tci = tc(i-1) + tpi \qquad \textbf{(Equação 19.6)}$$

onde

tc(i-1)=tempo de concentração do trecho anterior;
tpi= tempo de concentração do trecho i.

O tempo de concentração inicial "ts" nos trechos de cabeceira da rede, que corresponde ao tempo de escoamento superficial pelos quarteirões, vias e sarjetas, é muitas vezes adotado **10 minutos**. O FHWA adota nos projetos de galerias em estradas de rodagem o mínimo de 5 minutos.

O valor de 10minutos pode estar superestimado, se a bacia for muito impermeável e com grande declividade. Em caso de dúvida deve-se calcular o tempo detalhado.

Quando vários trechos de rede, ou seja, várias bacias, com tempo de concentração diferentes afluem a um determinado trecho de ordem i existem diversos valores de "tc(i-1)". Neste caso, utiliza-se o maior "tc" das bacias afluentes de montante.

Os trechos em condutos são calculados pela equação de movimento uniforme, ou seja t=L/V, onde L= distância ao longo do conduto; V=velocidade no conduto. Como a vazão ainda não foi calculada esse valor é estimado.

As áreas contribuintes a cada trecho da rede são determinadas pela análise das plantas de projeto. Estas áreas são medidas em planta. Nos demais trechos as áreas são adicionadas progressivamente pelas áreas locais de contribuição. As áreas locais correspondem às parcelas contribuintes dos quarteirões adjacentes.

19.6 Sarjetas

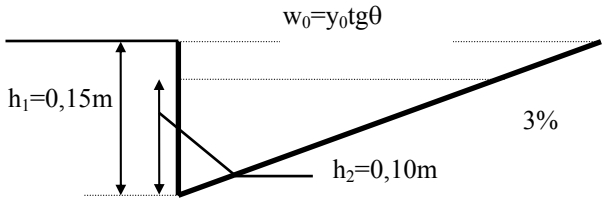


Figura 19.1-Seção transversal de uma sarjeta

Nas sarjetas a velocidade máxima deve ser menor que 3 m/s e a velocidade mínima deve ser maior que 0,5 m/s (EPUSP, Drenagem Urbana)

A largura da sarjeta normalmente adotada é de 0,30 m.

A capacidade de condução da rua ou da sarjeta pode ser calculada a partir de duas hipóteses:

a) a água escoando por *toda a calha da rua*;
b) a água escoando só pelas *sarjetas*.

Para a primeira hipótese, admite-se a declividade da rua (seção transversal) de 3% e altura da sarjeta h_1= 0,15 m.

Para a segunda hipótese admite-se declividade de 3% e h_2=0,10m.

O dimensionamento hidráulico é feito pela fórmula de Manning:

$$Q=(n^{-1}) \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

Q= vazão em m^3/s;
A= área molhada da seção em m^2;
R= raio hidráulico em metros; R= Área molhada / perímetro molhado;
S= declividade da rua em metro/metro.
n=rugosidade de Manning=0,017 para pavimento comuns de vias públicas

Fator de redução

Devido a obstruções nas sarjetas por sedimentos, multiplica-se por 0,8 a vazão teórica obtida quando a declividade da sarjeta estiver entre 1% e 3%.

Exemplo 19.5

Calcular a vazão máxima que escoa pela sarjeta e por toda a rua, segundo os parâmetros normais de via pública. Para uma declividade longitudinal de 0,005 m/m quais são as vazões.

a) Calculemos a capacidade total da calha da rua. Neste caso a largura de cada lado fica 0,15/0,03 = 5 m. A área da seção pode ser aproximada por um triângulo e fica:

$A=(0,15 \cdot 5,0)/2= 0,375\ m^2$.

O perímetro molhado é obtido pela altura no meio fio, somada com a hipotenusa do triângulo $[(0,15)^2 + 5^2]^{1/2}$ o que resulta P=5,15 m.

A vazão fica:

$$Q=(n^{-1}) \cdot A \cdot Rh^{2/3} \cdot I^{1/2} =(0,017^{-1}) \cdot 0,375 \cdot (0,375/5,15)^{2/3} \cdot 0,005^{1/2}$$

$$Q=0,272\ m^3/s$$

Aplicando o fator de redução de 0,80 temos: $Q=0,272 \times 0,80 =0,22m^3/s$

Portanto, para um lado da rua temos a vazão de $0,22m^3/s$ e para os dois lados da rua teremos o dobro, ou seja, *0,44 m^3/s*.

b) Vamos calcular a capacidade das sarjetas, sendo h_2=0,10m. O procedimento é semelhante sendo A=0,167 m^2 e P=3,43m e

$$Q=(n^{-1}) \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} = (0,017^{-1}) \cdot 0,167 \cdot (0,167/3,43)^{2/3} \cdot 0,005^{1/2}$$

$$Q=0,093\ m^3/s$$

Aplicando o fator de redução de 0,80 temos:

$$Q= 0,8 \times 0,093\ m^3/s =0,07m^3/s$$

Portanto, a sarjeta fornece $0,07m^3/s$ para um lado da rua. Para os dois lados da rua será o dobro, isto é, *Q=0,14 m^3/s.*

19.7 Bocas de Lobo

As bocas de lobo podem ser classificadas em três grupos principais: bocas ou ralos de guia, ralos de sarjetas(grelhas) e ralos combinados. Cada tipo inclui variações quanto a depressões (rebaixamento) em relação ao nível da superfície normal de perímetro e ao seu número.

Capacidade de engolimento da boca de lobo

Quando a altura da lâmina da água é menor que a abertura da guia.

Quando a água se acumula sobre a boca de lobo, gera uma lâmina de água com altura menor do que a abertura da guia. Esse tipo de boca de lobo pode ser considerado um *vertedor* e a capacidade de engolimento será:

$$\mathbf{Q = 1{,}7 \,.\, L \,.\, y^{3/2}} \qquad \textbf{(Equação 19.7)}$$

sendo:
Q= vazão de engolimento (m^3/s);
L=comprimento da soleira (m);
y=altura de água próximo a abertura da guia (m).

Exemplo 19.6

Dimensionar uma boca de lobo para uma vazão de 94 litros/segundo na sarjeta e uma lâmina de água de 0,10 m.
Da Equação (19.7)

$$Q = 1{,}7 \,.\, L \,.\, y^{3/2}$$

tiramos o valor de L e teremos:

$$L=(Q/1{,}7) / y^{3/2}$$

$$L=(0{,}094/1{,}7)/(0{,}10)^{3/2}$$

$$L=1{,}75 \text{ m}$$

Portanto, haverá necessidade de um comprimento de *1,75 m* de soleira. Pode-se adotar duas bocas de lobo com L=1,0m cada e guia com h=0,15m e <u>depressão de 5 cm.</u>

Quando a largura de água sobre o local for maior do que o dobro da abertura da guia.

A vazão é calculada pela fórmula:

$$\mathbf{Q=3{,}101 \,.\, L \,.\, h^{3/2} \,.\, (yt / h)^{1/2}} \qquad \textbf{(Equação 19.8)}$$

onde:
Q= vazão de engolimento da boca de lobo (m^3/s);
L=comprimento da abertura (m);
h= altura da guia (m);
yt= carga da abertura da guia (m)
h= altura da guia (m).

Quando a boca de lobo é uma grelha

As grelhas funcionam como um *vertedor* de soleira livre, para profundidade de lâmina até 12cm.

A vazão é calculada pela Equação (19.9):

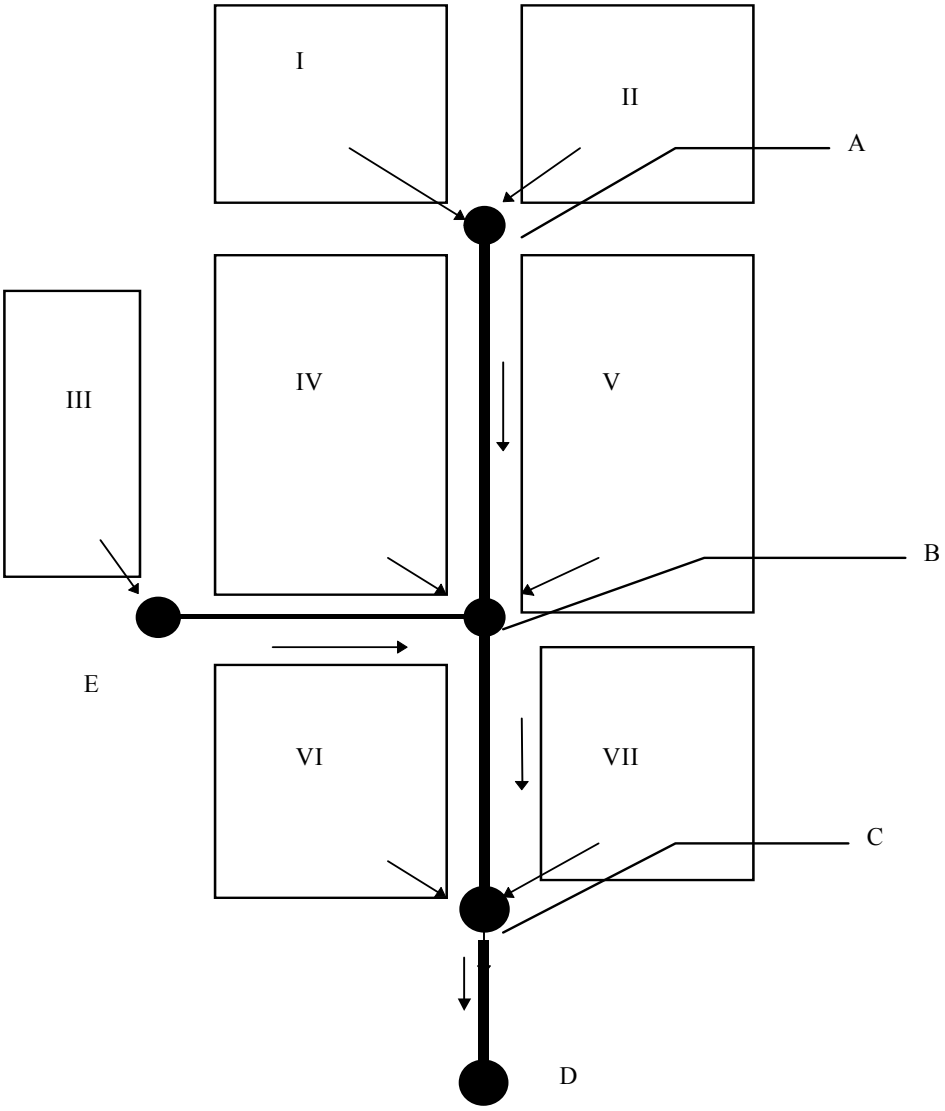
$$Q = 2{,}91 \,.\, A.\, y^{1/2} \qquad \textbf{(Equação 19.9)}$$

onde:
Q= vazão em m^3/s;
A= área da grade excluídas as áreas ocupadas pelas barras em m^2;
y= altura de água na sarjeta sobre a grelha.

Exemplo 19.7
Utilização do método racional para cálculo das galerias de águas pluviais AB, BC, CD.

O exemplo está baseado nos ensinamentos de Ven Te Chow (1988).

Calcular as tubulações de concreto para captação de águas de chuvas do trecho do coletor EB que drena a sub-bacia III com um período de retorno de 5 anos. A sub-bacia tem uma área de 1,6 ha, o coeficiente de escoamento C=0,60 e o tempo de escoamento superficial inicial é ts=10 minutos.



1

Figura 19.16- Esquema de galerias de águas pluviais

Consideremos a fórmula da intensidade de chuva devido a Paulo Sampaio Wilken, com Tr= 5 anos e t=tc=10 minutos. Vamos supor também que n=0,015 e que a declividade da tubulação EB é 0,0064 m/m.

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

Sendo:
I= intensidade média da chuva em L /s. ha;
T_r = período de retorno em anos;
t=duração da chuva em minutos.

Substituindo o valor de Tr=5 anos e t=tc= 10 minutos teremos:

I= 370,31 L/s.ha

Usando a fórmula racional:

$$Q=CIA=0{,}60 \cdot 370{,}31 \cdot 1{,}6 = 355{,}5 \text{ litros/segundo}$$

Usando a fórmula de Manning com o diâmetro isolado temos:

$$D = [(Q \cdot n)/(0{,}312 \cdot S^{1/2})]^{3/8}$$

sendo:
Q=0,3555 m^3/s;
n=0,015;
S=0,0064.

$$D = [(0{,}3555 \cdot 0{,}015)/(0{,}312 \cdot 0{,}0064^{1/2})]^{3/8}$$

$$D=0{,}56 \text{ m}$$

Adotamos então o diâmetro comercial D=0,60m.

A velocidade das águas pluviais na rede EB é feita usando a equação da continuidade com o diâmetro D=0,60m.

$$Q= \text{Área} \cdot \text{Velocidade}$$
$$V=Q/\text{Área}= 0{,}3555/(\pi \cdot 0{,}60^2/4)= 1{,}26 \text{ m/s}$$

O valor de velocidade é tolerável pois é maior que 0,60 m/s e menor que 5 m/s.

Como o comprimento da galeria EB é de 135 metros, o tempo de percurso dentro da galeria será : L/V = 135 / 1,26 =107,14 segundos=1,79 minutos.

É importante notar que há um erro quando foi determinada a velocidade, pois, suposto a seção plena, o que não é. Pode-se fazer cálculo mais apurado para se determinar o valor da velocidade.

Cálculo das galerias de águas pluviais AB, BC, CD.

Façamos de conta que são conhecidos a área em ha, os coeficientes de escoamento superficial C e o tempo de escoamento superficial de cada sub-bacia,conforme quadro abaixo:

Tabela 19.11– Coeficientes e tempo de escoamento superficial

Sub-bacia	Área em ha A	Coef. escoam. C	Tempo superficial ts minutos
I	0,80	0,7	5
II	1,20	0,7	7
III	1,6	0,6	10
IV	1,6	0,6	10
V	2,0	0,5	15
VI	1,8	0,5	15
VII	1,8	0,5	15

São conhecidas também as declividades em metro/metro, o comprimento de cada galeria

Tabela 19.12-Comprimento e declividades das tubulações

Galeria de águas pluviais	Comprimento (m)	Declividade (m/m)
EB	135	0,0064
AB	165	0,0081
BC	120	0,0064
CD	135	0,0064

O valor da rugosidade de Manning n=0,015.

Solução:

Tramo EB:

Já foi calculado anteriormente, sendo os resultados a primeira linha da tabela final de apresentação dos cálculos.

Tramo AB:

Este tramo drena duas sub-bacias a I e a II. Temos a área, o coeficiente de escoamento superficial C das duas sub-bacias e tempo de escoamento superficial ts.

Da equação Q=CIA, como I= constante temos que Q=I . Σ(CA)

Assim para o tramo AB temos:

$\sum CA = C_I \cdot A_I + C_{II} \cdot A_{II} = 0{,}7 \cdot 0{,}8 + 0{,}7 \cdot 1{,}2 = 1{,}40$

Temos dois tempos de escoamento superficiais t_I= 5 minutos e t_{II}=7 minutos e será usado o maior, isto é, 7 minutos que é o maior dos dois. Fazemos então que tempo de escoamento superficial é no caso o tempo de concentração para início do tramo AB.

Portanto, tc=7 minutos para o escoamento das bacias I e II.

A área total drenada é de 0,80 ha + 1,20 ha = 2,00 ha.

Consideremos a fórmula da intensidade de chuva devido a Paulo Sampaio Wilken, com Tr= 5 anos e t=tc=10 minutos. Vamos supor também que n=0,015 e que a declividade da tubulação EB é 0,0064 m/m.

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

Sendo:
I= intensidade média da chuva em l /s. ha;
T_r = período de retorno em anos;
t=duração da chuva em minutos.

Substituindo o valor de Tr=5 anos e t=tc= 7 minutos teremos:

$$I = 414{,}89 \text{ l/s.ha}$$

Observar que a intensidade de chuva no trecho AB foi maior que a do trecho EB, pois foi menor o tempo de concentração, e o mesmo entra na fórmula do Paulo Sampaio Wilken como denominador, aumentando o valor de I conseqüentemente.

Usando a fórmula racional:

$$Q = CIA = 414{,}89 . \sum CA = 414{,}9 \cdot 1{,}4 = 580{,}86 \text{ litros/segundo}$$

Usando a fórmula de Manning com o diâmetro isolado temos:

$$D = [(Q \cdot n) / (0{,}312 \cdot S^{1/2})]^{3/8}$$

sendo:
Q=0,58086 m^3/s;
n=0,015;
S=0,0081.

$$D = [(0{,}58086 . 0{,}015) / (0{,}312 \cdot 0{,}0081^{1/2})]^{3/8}$$

$$D = 0{,}68 \text{ m}$$

Adotamos então o diâmetro comercial D=0,70m.

A velocidade das águas pluviais na rede AB é feita usando a equação da continuidade com o diâmetro D=0,70m.

Q= Área . Velocidade
V=Q/Área= 0,5806/(π. $0,70^2$/4)= 1,51 m/s

O valor de velocidade é tolerável, pois é maior que 0,60 m/s e menor que 5 m/s.

Como o comprimento da galeria AB é de 165 metros, o tempo de percurso dentro da galeria será : L/V = 165 / 1,51 =109,27 segundos=1,49 minutos.

Tramo BC

Esta tubulação drena as sub-bacias de I a V, com as sub-bacias I e II através da tubulação AB e a sub-bacia III através do tramo EB. Há, portanto três possibilidades de a água chegar ao ponto B, o tempo de concentração será o maior destes tempos de concentração.

Primeira opção: a vazão vinda do tubo AB tem tempo de concentração de 7 minutos acrescido de 1,49 minutos por dentro da galeria AB, ou seja, o tempo total será de 7+1,49 = 8,49 minutos.

Segunda opção: a vazão que vem do tubo EB tem tempo de 10 minutos mais o tempo pela galeria de 1,70 minutos, ou seja, 11,7 minutos.

Terceira opção: o tempo das sub-bacias IV e V é de 10 e 15 minutos respectivamente.

Portanto, o tempo de concentração é o maior destes, ou seja, 15 minutos, que deve ser colocado na planilha de cálculos.

Calculemos agora $\sum$CA, considerando que $\sum$CA=1,4 para as sub-bacias I e II.

Portanto, para as demais sub-bacias III, IV e V temos:

$\sum$CA=1,4 + 0,6 . 1,6 + 0,6 . 1,6 + 0,5 . 2,0 =4,32 que colocamos na planilha

Consideremos a fórmula da intensidade de chuva devido a Paulo Sampaio Wilken, com Tr= 5 anos e t=tc=15 minutos. Vamos supor também que n=0,015 e que a declividade da tubulação BC é 0,0064 m/m.

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

Sendo:
I= intensidade média da chuva em L /s. ha;
T_r = período de retorno em anos;
t=duração da chuva em minutos.

Substituindo o valor de Tr=5 anos e t=tc= 15 minutos teremos:

I= 314,83 L/s.ha

Usando a fórmula racional:

$$Q=CIA= 314,89. \sum CA= 314,89 . 4,32 = 1360,32 \text{ litros/segundo}$$

Usando a fórmula de Manning com o diâmetro isolado temos:

$$D = [(Q . n)/ (0,312 . S^{1/2})]^{3/8}$$

sendo:
$Q=1,36032\ m^3/s$;
n=0,015;
S=0,0064m/m

$$D = [(1,36032. 0,015)/ (0,312 . 0,0064^{1/2})]^{3/8}$$
$$D=0,97 \text{ m}$$

Adotamos então o diâmetro comercial D=1,00m.

A velocidade das águas pluviais na rede BC é feita usando a equação da continuidade com o diâmetro D=1,00m.

Q= Área . Velocidade
$V=Q/Área= 1,36032/(\pi . 1,00^2/4)= 1,73$ m/s

O valor de velocidade é tolerável, pois é maior que 0,60 m/s e menor que 5 m/s.

Como o comprimento da galeria AB é de 120 metros, o tempo de percurso dentro da galeria será : L/V = 120 / 1,73 =69,4 segundos=1,94 minutos.

Tramo CD:

O tramo CD captará toda as sub-bacias. Vamos examinar o maior tempo que teremos até o ponto C. Como até B tínhamos o tempo de 15 minutos e o tempo pela galeria é de 1,94 minutos, teremos até o ponto C o total de15+1,094=16,094 minutos.

Calculemos agora $\sum CA$, considerando que $\sum CA=4,32$ para as sub-bacias I a V. Portanto, para as demais sub-bacias VI e VII temos:
$\sum CA=4,32 + 0,5 . 1,8 + 0,5 . 1,8 =6,12$ que colocamos na planilha

Consideremos a fórmula da intensidade de chuva devido a Paulo Sampaio Wilken, com Tr= 5 anos e t=tc=16,094 minutos. Vamos supor também que n=0,015 e que a declividade da tubulação CD é 0,0064 m/m.

$$I = \frac{4855,3 . T_r^{0,181}}{(t + 15)^{0,89}}$$

Sendo:
I= intensidade média da chuva em L /s. ha;
T_r = período de retorno em anos;
t=duração da chuva em minutos.

Substituindo o valor de Tr=5 anos e t=tc= 16,094 minutos teremos:

I= 304,96 l/s.ha
Usando a fórmula racional:

$$Q=CIA= 304,96. \sum CA= 304,96 . 6,12 = 1866,35 \text{ litros/segundo}$$

Usando a fórmula de Manning com o diâmetro isolado temos:

$$D = [(Q . n)/ (0,312 . S^{1/2})]^{3/8}$$

sendo:
Q=1,86635 m^3/s;
n=0,015;
S=0,0064 m/m

$$D = [(1,86635. 0,015)/ (0,312 . 0,0064^{1/2})]^{3/8}$$

$$D=1,04 \text{ m}$$

Adotamos então o diâmetro comercial D=1,10m.

A velocidade das águas pluviais na rede CD é feita usando a equação da continuidade com o diâmetro D=1,10m.

Q= Área . Velocidade
V=Q/Área= $1,86635/(\pi . 1,10^2/4)= 1,99$ m/s
O valor de velocidade é tolerável, pois é maior que 0,60 m/s e menor que 5 m/s.

Como o comprimento da galeria CD é de 135 metros, o tempo de percurso dentro da galeria será : L/V = 135 / 1,94 =69,6 segundos=1,096 minutos.

Tabela 19.13-Método Racional: planilha final

Tramo	Compr. (m)	Decl. (m/m)	Área Drenada (ha)	∑CA	tc min.	Intens. (L/s.ha)	Vazão m^3/s	Diâm. calc. (m)	Diâm. com. (m)	Veloc (m/s)	Tempo (L/V) min.
EB	135	0,0064	1,6	0,96	10	370,31	0,3555	0,56	0,60	1,26	1,79
AB	165	0,0081	2,0	1,4	7	414,89	0,5809	0,68	0,70	1,51	1,49
BC	120	0,0064	7,2	4,32	15	314,83	1,3602	0,97	1,00	1,73	1,094

CD	135	0,0064	10,8	6,12	16,09	304,96	1,8664	1,04	1,10	1,94	1,096

19.8 Tempo de concentração para micro-drenagem

Conforme Mays, 2001 p.628 é muito usado em dimensionamento de estradas, a equação da onda cinemática para o cálculo do tempo de concentração:

$$tc = \frac{26{,}285 \cdot L^{0,6} \cdot n^{0,6}}{i^{0,4} \; S^{0,3}} \qquad \textbf{(Equação 19.10)}$$

sendo:

L= comprimento do escoamento superficial (m);
n= coeficiente de rugosidade de Manning;
i= intensidade de chuva (mm/h)
S= declividade média (m/m).

O grande problema da equação da onda cinemática é que existem duas variáveis na equação e precisamos de uma outra equação em função da intensidade de chuva i. Isto é resolvido por tentativas.

Para micro-drenagem Mays, 2001 p.563 aconselha o seguinte:

Tabela 19.14- Limitações técnicas em projeto de micro-drenagem

Considerações técnicas	Limitações técnicas a serem consideradas
Velocidade mínima	0,6 m/s a 0,9 m/s
Velocidade máxima de tubos rígidos	4,6m/s a 6,4m/s
Velocidade máxima de tubos flexíveis	3,0m/s a 4,6m/s
Máximo espaçamento entre poços de visita, dependendo do diâmetro da tubulação	122m a 183m
Mínimo diâmetro da rede	0,3m a 0,6m
Mínima cobertura de terra	0,3m a 0,6m
Alinhamento vertical nos poços de visita para tubos de tamanhos diferentes	Atingir o topo do tubo ou 80% a 85% da profundidade da linha
Alinhamento vertical nos poços de visita para tubos de mesmo diâmetro	Adotar o mínimo de 0,03m a 0,06m na geratriz inferior do tubo.
Análise hidráulica final	Checar as perdas de água nos poços de visita e sobrecarga de água nos poços de visita, isto é, quando há transbordamento.
Locação das bocas de lobo	Na rua onde a capacidade da sarjeta é ultrapassada

Fonte: Mays, 2000 p.263

19.9 Extravasamento de água no poço de visita

No Brasil não é comum ser feita análise hidráulica de um sistema de águas pluviais (micro-drenagem). Existem normas especiais Européias para isto.

Após a execução de um sistema de galerias de águas pluviais, deve-se analisar o gradiente hidráulico (Mays, 2001 p.571).

Deverá ser verificado as perdas de cargas em todos os poços de visita e constatar se haverá ou não transbordamento nos mesmos. Muitas vezes a galeria de águas pluviais é pressurizada e a água de chuva sai pelo tampão do poço de visita. Mays, 2001 traça o gradiente hidráulico através de metodologia apropriada para esta verificação.

Na p.123 do *FHWA- Introduction to Highway Hydraulics*, 2001 apresenta uma maneira de calcular o extravasamento de poços de visita.

Capítulo 20
Método de Denver

SUMÁRIO

Ordem	Assunto	Página
20.1	Introdução	

Capítulo 20- Método de Denver

20.1- 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 tp, o método Colorado aconselha a Equação (20.1) conforme Diretrizes Básica para Projetos de Drenagem Urbana no município de Saio Paulo, 1998 p.71 usa-se a seguinte Equação (20.1):

$$tp = 0{,}637 \cdot Ct \left[L \cdot Lcg / S^{0,5} \right]^{0,48} \qquad \textbf{(Equação 20.1)}$$

sendo:
tp= 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);
Lcg= 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 (20.3).
Ct= coeficiente que está relacionado com a porcentagem de impermeabilização da bacia conforme Figura (20.2).

Tempo de concentração e tempo de retardo

O SCS diz-se que

$$tp = 0{,}6 \cdot tp \qquad \textbf{(Equação 20.2)}$$

Conforme SCS o valor de tp= 0,6 . tc podemos achar o tempo de concentração após acharmos o valor de tp. Na prática obtém-se pelo método cinemático um valor melhor do tempo de concentração tc e depois multiplicando-se por 0,6 obtém-se o valor de t**p**.

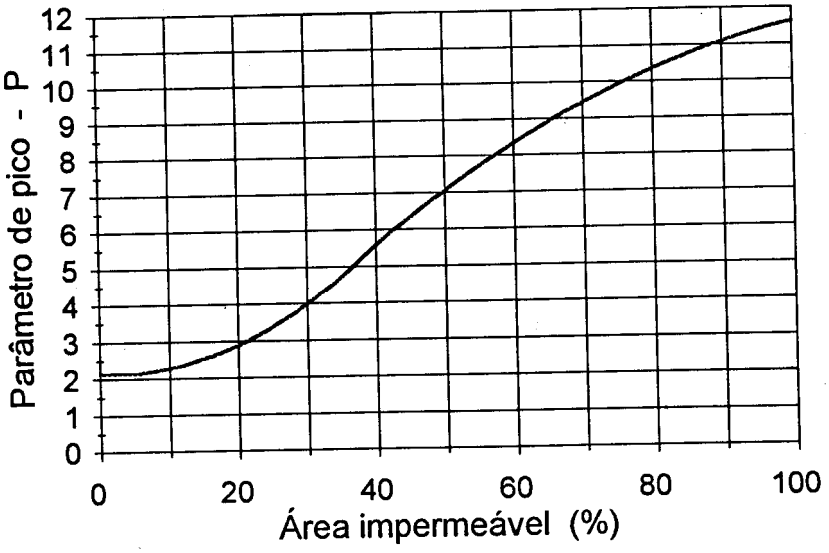


Figura 20.1- Determinação do fator de Pico P em função da área impermeável em porcentagem

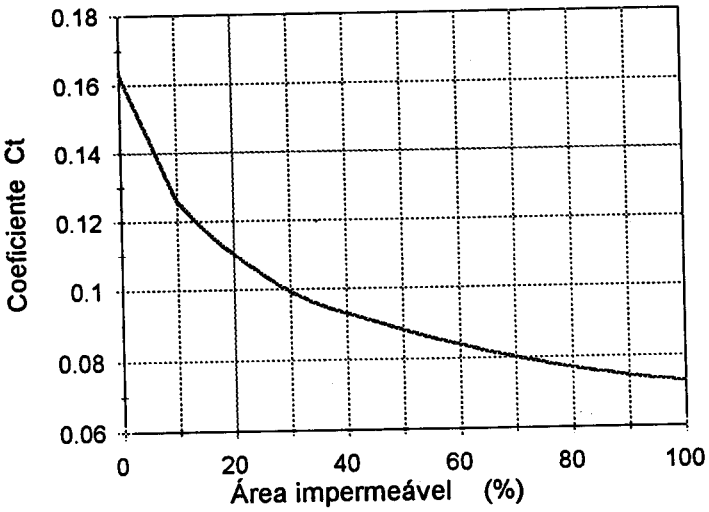


Figura 20.2- Determinação de Ct em função da área impermeável em porcentagem

Declividade: S

$$S = [\,(L_1 \,.\, S_1^{\,0,24} + L_2 \,.\, S_2^{\,0,24} + ...) \,/\, (L_1 + L_2 + ...)\,]^{4,17} \qquad \textbf{(Equação 20.3)}$$

Exemplo 20.1- Achar a declividade média ponderada com L_1= 0,50km L_2= 1km e L_3= 1,5km e S_1= 0,007m/m S_2= 0,005m/m e S_3= 0,0019 m/m.

Usando a Equação (20.3) temos:

$S= [(L_1 . S_1^{0,24} + L_2 . S_2^{0,24} +...) / (L_1 +L_2 + ...)]^{4,17}$

$S= [(0,5 . 0,007^{0,24} + 1,00 . 0,005^{0,24} +.1,50. 0,0019^{0,24}..) / (0,50 +1,00 +1,50)]^{4,17}$

S=0,0533m/m

Exemplo 20.2 – Achar o tempo de retardamento tp do hidrograma unitário em horas, sendo L=2,06km Lcg= 0,84km, S=0,102 m/m e Área impermeável Ia = 44%.

Conforme Figura (20.2) entrando na abscissa com a área impermeável de 44% em porcentagem obtemos o coeficiente Ct =0,091

Usando a Equação (20.1) temos:

$tp= 0,637 . Ct [L. Lcg / S^{0,5}]^{0,48}$

$tp= 0,637 . 0,091 [2,06. 0,84 / 0,102^{0,5}]^{0,48}$

tp= 0,13h = 7,8min

Duração da chuva unitária

A chuva unitária D é aproximadamente 1/3 do tempo de retardamento (tp).

A duração da chuva unitária em áreas até 1,5km^2 é de aproximadamente 5min e acima de 15km^2 é de 10min. Duração unitária de 15min é para grandes áreas (Drenagem Urbana, 1980 p.157)

D ≈ tp /3 **(Equação 20.4)**

Exemplo 20.3- Calcular a duração da chuva unitária para tp=0,225h =12,5min.

Sendo D ≈ tp/3 = 12,5min/3 = 4,5min ≈ = 5min

Tempo de ascensão ta

Tempo de ascensão é o tempo de inicio da chuva de duração unitária D até o pico do hidrograma:

ta = tp + D/2 **(Equação 20.5)**

Vazão de pico do hidrograma unitário por unidade de área da bacia qp (m^3/s x km^2).

A vazão de pico é dada pela Equação (20.6).

qp = 2,75 . Cp / tp **(Equação 20.6)**

Sendo:
P = coeficiente relacionado com a capacidade de armazenamento da bacia fornecido conforme Figura (20.1) obtido em função da área impermeável.
O valor de Cp é obtido pela Equação (20.7).

$Cp = 0,867 . P . Ct . A^{0,15}$ **(Equação 20.7)**

Exemplo 20.4- Achar o coeficiente Cp de armazenamento da bacia sendo a área impermeável de 44%.
Conforme Figura (20.1) e Figura (20.2) o valor de P=6,21 e Ct=0,091.
Usando a Equação (20.7) temos:

$$Cp = 0,867 . P . Ct . A^{0,15}$$

$$Cp = 0,867 . 6,21 .0,091 . 0,98^{0,15} = 0,49$$

Exemplo 20.5- Calcular a vazão de pico unitário sendo tp= 0,225h e Cp=0,49

$$Qp = 2,75 . Cp/ tp = 2,75 . 0,49/ 0,225 = 6,0\ m^3/s . km^2$$

Vazão de pico do hidrograma unitário

A vazão de pico do hidrograma unitário Qp é obtido usando a Equação (20.8).

Qp= qp . A **(Equação 20.8)**

Sendo:
Qp= vazão de pico do hidrograma unitário (m^3/s);
qp= vazão de pico do hidrograma unitário por unidade de área da bacia (m^3/s x km^2) e
A= área da bacia (km^2).

Exemplo 20.6- Calcular a vazão de pico do hidrograma unitário, sendo a área da bacia de 0,98km^2, qp= 6 m^3/s . km^2.

$$Qp = qp \cdot A = 6 \cdot 0{,}98 = 5{,}9 m^3/s$$

Hidrograma unitário do CUHP

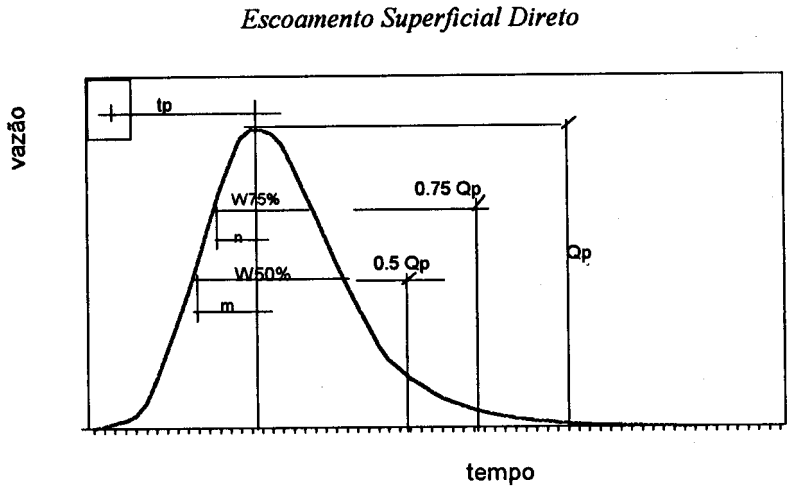


Figura 20.3- Hidrograma unitário do Método de Denver (Colorado Urban Hydrograph Procedure-CUHP)

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/ qp (horas) **(Equação 20.9)**

W75% = 1,12/ qp (horas) **(Equação 20.10)**

Exemplo 20.7- Calcular a largura em minutos corresponde a 50% da vazão e 75% da vazão de pico do hidrograma sendo qp= 6,0 m^3/s x km^2.

Usando as Equações (20.9) e (20.10) temos:

W50% = (2,15/ qp) x 60 = (2,15/ 6,0) x 60 = 22,05min

W75% = (1,12/ qp)x 60 = (1,12 / 6,0) x 60 = 11,26min

.

Para distribuir os valore 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 20.8

Para W50% de 22,05min teremos a esquerda m=0,35 x 22,05 = 7,72min e n=0,65x 22,05= 14,33min.

Para W75% de 11,26min o valor a esquerda m=0,45x11,26= 5,07min e a direita n=0,55 x 11,26= 6,19min.

Exercício 20.9- Calcular a vazão de pico usando o Método de Denver para área de drenagem de 17,2km^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 (20.2) obtemos Ct=0,085.

Tempo de retardo (tp)

tp= 0,637 . Ct [L. Lcg / S ^{0,5}] ^{0,48}

tp= 0,637 . 0,085 [9,7 x 4,85 / 0,0047 ^{0,5}] ^{0,48}

tp= 1,24h

Duração da chuva unitária

D= tp/3= 1,24/3=0,4h=25min. Adoto D=10min

Fator de Pico P

Fator de Pico P=7 foi obtido através da Figura (20.1) entrando com área impermeável de 50%.

Determinação de Cp

Cp = 0,867 . P . Ct . A ^{0,15}

Cp = 0,867 . 7 . 0,085 . 17,2 ^{0,15}

Cp= 0,79

Vazão de pico do hidrograma unitário

qp= 2,75 . Cp / tp = 2,75 . 0,79 /1,24=1,75 m^3/s x km^2

Qp= qp . A = 1,75 . 17, 2=30m^3/s

ta= tp + D/2 = 1,24 x 60 + 10/2 = 79, 68 min

Para determinação do gráfico do hidrograma unitário temos que calcular os valores de W50% e W75% que estão na Tabela (20.1).

Todos os valores encontrados na Tabela (20.1) e calculados estão na Tabela (20.2) 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 20.1- 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 x W50%	25,85
n=0,65 x W50%	48,01
W75%= (1,12/qp)*60	38,48
m=0,45 x W75%	17,32
n=0,55 * W75%	21,16

Volume do hidrograma unitário

O volume em m^3 do hidrograma unitário para uma chuva excedente de 1cm e':

V= A (km^2) x 1cm

Exemplo 20.10- 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) x 1cm= 17,2 x 106 x 1 x 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 20.2- Valores encontrados do tempo de m^3/s x km^2

Tempo		
(minutos)	m^3/sxkm^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=50anos.

Para a Tabela (20.3) 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 (20.3) 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 20.3- Hidrograma da cheia pelo Método de Denver para a bacia com 17,2km^2, chuva de 2h em intervalos de 10min.

tempo (min)	Hidrograma unitário (m^3/s)	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	soma
		0,19	1,79	1,72	1,01	0,63	0,47	0,41	0,25	0,22	0,22	0,14	0,07	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	10,05	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 21
Método do SCS

SUMÁRIO

Ordem	Assunto
21.1	Introdução
21.2	Hidrograma unitário
21.3	Hidrograma unitário sintético curvilíneo e triangular
21.4	Convolução
21.5	Projetos com hidrograma unitário

Capítulo 21- Método do SCS

21.1- Introdução

O método do SCS (Soil Conservation Service) é mais conhecido nos Estados Unidos e o mais aplicado. É aplicado para áreas que variam de $3km^2$ a $250km^2$.

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 de1cm (Ven Te Chow, Maidment e Mays, 1888, 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 determinado a vazão de pico e a forma do hidrograma baseado em um triângulo tendo as características físicas da bacia.

21.2 Hidrograma unitário

As *hipóteses básicas* do hidrograma unitário segundo Drenagem Urbana, 1986, p.142 e da 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, detenção, 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 (21.1) 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 (21.1):

$$ta = tp + D/2 \qquad \textbf{(Equação 21.1)}$$

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:

$$tp = 0{,}6 \,.\, tc \qquad \textbf{(Equação 21.2)}$$

ou seja

$$ta = 0{,}6.tc + D/2 \qquad \textbf{(Equação 21.3)}$$

$$ta = (10/9) \,.\, tp \qquad \textbf{(Equação 21.4)}$$

A vazão de pico Qp é definido pelo SCS como sendo:

$$Qp = 2{,}08.\ A/\ ta \qquad \textbf{(Equação 21.5)}$$

Sendo:
Qp= vazão de pico (m^3/s);
A= área da bacia (km^2) e
ta= tempo de ascensão que vai do inicio da chuva até a vazão de pico do hidrograma (h) conforme Figura (21.1).

Duração da chuva D

O valor da duração da chuva unitária D.

$$D = 0{,}133\ tc \qquad \textbf{(Equação 21.6)}$$

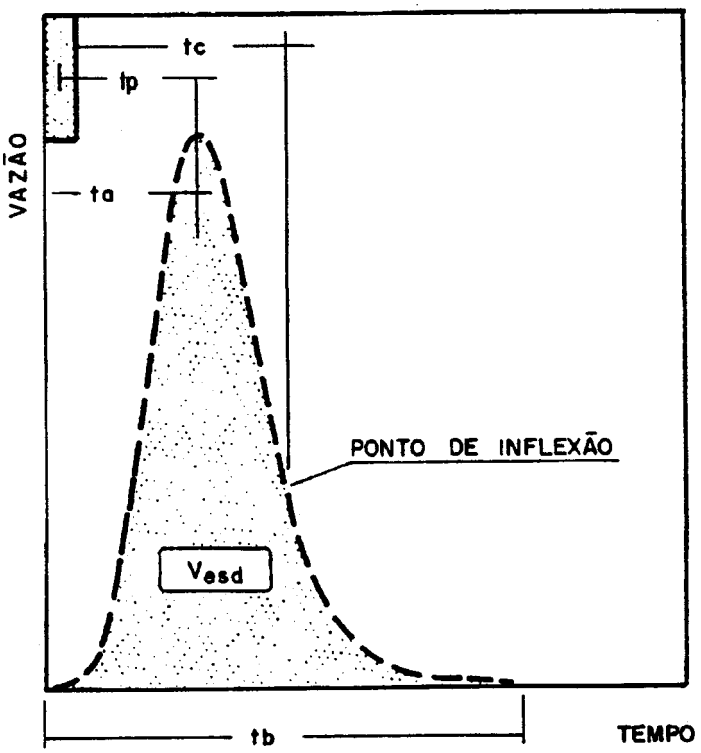


Figura 21.1- Características do hidrograma
Fonte: Diretrizes Básicas para projetos de drenagem urbana no município de São Paulo.

O volume do escoamento superficial Vesd é a área do triângulo da Figura (21.1) composto pela base tb e pelo vazão de pico Qp.

Vesd= Qp . tb / 2 **(Equação 21.7)**

21.3- 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 21.1- 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 21.2- Hidrograma unitário triangular adimensional conforme Wanielista p.218

t/tp	Q/Qp
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/tp = 2,67

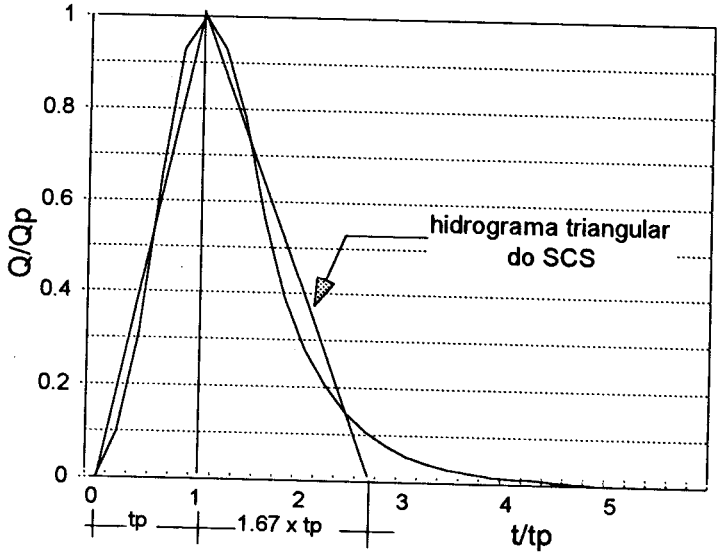


Figura 21.2- Hidrograma do SCS supondo tb=2,67tp

Tempo de retardamento

O tempo de retardamento tp em horas para bacias até $8km^2$ é dada pela Equação (21.8) conforme Diretrizes Básicas para Projetos de Drenagem Urbana do município de São Paulo, 1998.

$$tp = [\, L^{0,8} \,.\, (2540 - 22,86 \,.\, CN)^{0,7} \,] \,/\, [(14104 \,.\, CN^{0,7} \,.\, S^{0,5}\,] \qquad \textbf{(Equação 21.8)}$$

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 tp fosse multiplicado por um fator de ajuste (FA):

$$tp = tp \,.\, FA \qquad \textbf{(Equação 21.9)}$$

$$FA = 1 - PRCT \,.(-6789 + 335.CN - 0,4298.\, CN^{2} - 0,02185\, .CN^{3})\, .10^{-6} \qquad \textbf{(Equação 21.10)}$$

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 > $8km^2$

Quando a área da bacia for maior que $8km^2$ o SCS recomenda usar o método cinemático para se obter o tempo de concentração tc e depois obter-se tp= 0,6 x tc.

21.4 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 convoluçao 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 (21.1).

Exemplo 21.1- Calcular a vazão de pico para dimensionamento de um bueiro do bairro do Marmelo na área rural do município de Mairiporã, Estado de São Paulo. A área da bacia tem 3,24km^2, o talvegue mede 3,05km, praticamente toda a área é permeável e a declividade média do talvegue é 0,05573m/m. O número da curva adotado CN=67.

Tempo de retardo

Como a área da bacia é menor que 8km^2 podemos usar a Equação (21.10) para achar o tempo de retardo tp em horas.

$$tp= [L^{0,8} . (2540 – 22,86 . CN)^{0,7}] / [(14104 . CN^{0,7} . S^{0,5} \}$$

$$tp= [3050^{0,8} . (2540 – 22,86 . 67)^{0,7}] / [(14104 . 67^{0,7} . 0,05573^{0,5}]$$

$$tp= 1,23h = 73,7 \text{ min}$$

O valor do fator de ajuste FA=1, pois se trata de área rural, sendo toda permeável.

Tempo de concentração tc

$$tc = tp/0,6 = 2,05h=122,84\text{min}$$

Duração da chuva unitária

$$D= 0,133 . tc = 0,133 \times 122,84 = 16,34\text{min}$$

Adotamos D=10min para maior precisão

Calculo de ta: tempo do inicio da chuva até vazão de pico Qp

$$\mathbf{ta= tp + D/2}$$

$$ta= 73,7\text{min} + 10/2 \text{ min} = 78,70\text{min} = 1,31h$$

Vazão de pico do Hidrograma unitário Qp

$$Qp = 2,08 . A/ ta$$

$$Qp= 2,08 . 3,42 \text{ km}^2 / 1,311h = 5,42\text{m}^3/\text{s}$$

Tempo da base (tb) do hidrograma unitário suposto triangular

$$tb= 2,67 . ta = 2,67 . 78,70\text{min} = 210,14\text{min}$$

Volume de escoamento superficial da bacia considerando o hidrograma unitário triangular para chuva excedente de 1cm.

Vesd (m^3) = Qp . tb / 2 = 5,42m^3/s . 210,14min x 60 = 34.188m^3

Hidrograma unitário sintético curvilíneo

Usando a Tabela (21.1) onde temos os valores t/tp e Q/Qp assim obteremos a Tabela (21.2).

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 tp= 76,7min e Qp= 5,42m^3/s.

Assim o valor t/tp= 0,1 dará t= 0,1 x tp= 0,1 x 73,7min= 7, 37min e o valor.

Q/Qp= 0,030 fornecerá Q= 0,030 x Qp= 0,030 x 5,42m^3/s= 0,16m^3/s.

Desta maneira obtemos a Tabela (21.2) e que colocada em um gráfico produzirá a Figura (21.1).

Tabela 21.2- Hidrograma unitário curvilíneo

t (min)	**Q (m^3/s)**
Coluna 1	Coluna 2
0,00	0,00
7,37	0,16
14,74	0,54
22,11	1,03
29,48	1,68
36,85	2,55
44,22	3,58
51,59	4,45
58,96	5,04
66,33	5,37
73,70	5,42
81,07	5,37
88,44	5,04
95,81	4,66
103,19	4,23
110,56	3,69
117,93	3,04
125,30	2,49
132,67	2,12
140,04	1,79
147,41	1,52
162,15	1,12
176,89	0,80
191,63	0,58
206,37	0,42
221,11	0,30
235,85	0,22
250,59	0,16
265,33	0,11
280,07	0,08
294,81	0,06

331,67	0,03
368,52	0,00

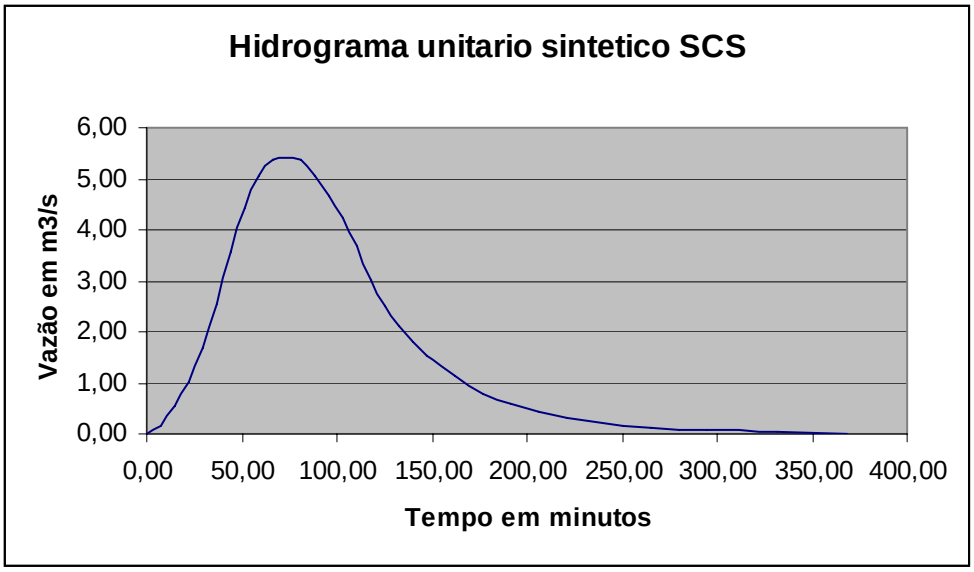


Figura 20.3- Hidrograma unitário sintético do SCS para a bacia com área de 3,42km^2 com duração de chuva de 10min e chuva excedente de 1cm.

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 (21.3) mais usada é o método do número da curva CN adotado pelo SCS e que está explicado neste livro no Capítulo 7.

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 21.3- Chuva excedente obtida pelo número da curva CN=67. 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	34,6	0,7	0,7
30	0,208	17,7	52,3	4,9	4,2
40	0,116	9,9	62,1	8,5	3,6
50	0,071	6,0	68,2	11,1	2,6
60	0,053	4,5	72,7	13,1	2,1
70	0,046	3,9	76,6	15,1	1,9
80	0,028	2,4	79,0	16,3	1,2
90	0,024	2,0	81,0	17,3	1,1
100	0,024	2,0	83,1	18,4	1,1
110	0,016	1,4	84,4	19,1	0,7
120	0,008	0,7	**85,1**	**19,5**	0,4

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 (21.4) 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 (21.1) 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 5,40m^3/s com o tempo de 70min da coluna 1.

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=67, fornecendo total de 1,95cm. A chuva excedente deverá ser colocada em cm, pois suposto hidrograma unitário de 1cm (importante) conforme Tabela (21.3).

A chuva excedente em centímetros de 10 em 10min começa com 0,0cm na coluna 3 0,067cm na coluna 4 e 0,419cm 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 o valor 0,02m^3/s e abaixo 0,06m^3/s e mais abaixo 0,12m^3/s.

0,30 m^3/s x 0,067cm = 0,02 m^3/s
0,89 m^3/s x 0,067cm= 0,06 m^3/s
1,74 m^3/s x 0,067cm= 0,12 m^3/s

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 10,04 m^3/s que é a vazão máxima devido ao escoamento superficial.

Mas como existe um escoamento de base de 0,50m^3/s a hidrograma final será a soma e a vazão máxima obtida é de 10,54m^3/s.

Tabela 21.4- Hidrograma da cheia da bacia de 3,24km^2 usando chuva excedente calculada pelo numero da curva CN com chuva de 2h e 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-	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	soma	Vazão de base	Hidrograma
		Chuva excedente em cm devido a chuva de 2h obtida pelo numero da curva CN=67														
	(m^3/s)	**0,000**	**0,067**	**0,419**	**0,362**	**0,258**	**0,208**	**0,191**	**0,120**	**0,106**	**0,108**	**0,073**	**0,037**	1,95	(m^3/s)	(m^3/s)
0	**0,00**													0,00	0,5	0,50
10	**0,30**	0,00												0,00	0,5	0,50
20	**0,89**	0,00	0,02											0,02	0,5	0,52
30	**1,74**	0,00	0,06	0,13										0,19	0,5	0,69
40	**2,99**	0,00	0,12	0,37	0,11									0,60	0,5	1,10
50	**4,26**	0,00	0,20	0,73	0,32	0,23								1,48	0,5	1,98
60	**5,09**	0,00	0,29	1,25	0,63	0,45	0,36							2,98	0,5	3,48
70	**5,40**	0,00	0,34	1,79	1,08	0,77	0,62	0,57						5,17	0,5	5,67
80	**5,38**	0,00	0,36	2,13	1,54	1,10	0,89	0,81	0,51					7,35	0,5	7,85
90	**4,96**	0,00	0,36	2,26	1,84	1,31	1,06	0,97	0,61	0,54				8,96	0,5	9,46
100	**4,42**	0,00	0,33	2,25	1,95	1,39	1,12	1,03	0,65	0,57	0,58			9,89	0,5	10,39
110	**3,73**	0,00	0,30	2,08	1,95	1,39	1,12	1,03	0,65	0,57	0,58	0,39		10,04	0,5	10,54
120	**2,88**	0,00	0,25	1,85	1,80	1,28	1,03	0,95	0,60	0,52	0,54	0,36	0,18	9,36	0,5	9,86
130	**2,25**	0,00	0,19	1,56	1,60	1,14	0,92	0,84	0,53	0,47	0,48	0,32	0,16	8,22	0,5	8,72
140	**1,79**	0,00	0,15	1,21	1,35	0,96	0,78	0,71	0,45	0,39	0,40	0,27	0,14	6,81	0,5	7,31
150	**1,45**	0,00	0,12	0,94	1,04	0,74	0,60	0,55	0,35	0,30	0,31	0,21	0,11	5,28	0,5	5,78
160	**1,18**	0,00	0,10	0,75	0,82	0,58	0,47	0,43	0,27	0,24	0,24	0,16	0,08	4,14	0,5	4,64
170	**0,95**	0,00	0,08	0,61	0,65	0,46	0,37	0,34	0,22	0,19	0,19	0,13	0,07	3,31	0,5	3,81
180	**0,75**	0,00	0,06	0,49	0,52	0,37	0,30	0,28	0,17	0,15	0,16	0,11	0,05	2,68	0,5	3,18
190	**0,60**	0,00	0,05	0,40	0,43	0,30	0,25	0,23	0,14	0,12	0,13	0,09	0,04	2,17	0,5	2,67
200	**0,49**	0,00	0,04	0,32	0,34	0,24	0,20	0,18	0,11	0,10	0,10	0,07	0,04	1,74	0,5	2,24
210	**0,39**	0,00	0,03	0,25	0,27	0,19	0,16	0,14	0,09	0,08	0,08	0,05	0,03	1,39	0,5	1,89
220	**0,31**	0,00	0,03	0,20	0,22	0,16	0,13	0,12	0,07	0,06	0,07	0,04	0,02	1,11	0,5	1,61
230	**0,25**	0,00	0,02	0,16	0,18	0,13	0,10	0,09	0,06	0,05	0,05	0,04	0,02	0,90	0,5	1,40
240	**0,20**	0,00	0,02	0,13	0,14	0,10	0,08	0,07	0,05	0,04	0,04	0,03	0,01	0,71	0,5	1,21
250	**0,16**	0,00	0,01	0,10	0,11	0,08	0,06	0,06	0,04	0,03	0,03	0,02	0,01	0,57	0,5	1,07
260	**0,13**	0,00	0,01	0,08	0,09	0,06	0,05	0,05	0,03	0,03	0,03	0,02	0,01	0,46	0,5	0,96
270	**0,10**	0,00	0,01	0,07	0,07	0,05	0,04	0,04	0,02	0,02	0,02	0,01	0,01	0,37	0,5	0,87
280	**0,08**	0,00	0,01	0,05	0,06	0,04	0,03	0,03	0,02	0,02	0,02	0,01	0,01	0,29	0,5	0,79
290	**0,07**	0,00	0,01	0,04	0,05	0,03	0,03	0,02	0,02	0,01	0,01	0,01	0,00	0,24	0,5	0,74
300	**0,06**	0,00	0,00	0,03	0,04	0,03	0,02	0,02	0,01	0,01	0,01	0,01	0,00	0,19	0,5	0,69
310	**0,05**	0,00	0,00	0,03	0,03	0,02	0,02	0,02	0,01	0,01	0,01	0,01	0,00	0,15	0,5	0,65
320	**0,04**	0,00	0,00	0,02	0,02	0,02	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,00	0,00	0,12	0,5	0,62
330	**0,03**	0,00	0,00	0,02	0,02	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,00	0,00	0,10	0,5	0,60
340	**0,02**	0,00	0,00	0,02	0,02	0,01	0,01	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,09	0,5	0,59
350	**0,01**	0,00	0,00	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,07	0,5	0,57
360	**0,01**	0,00	0,00	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,05	0,5	0,55
													Soma=	97,22	0,5	
													Volume=58329 m^3			

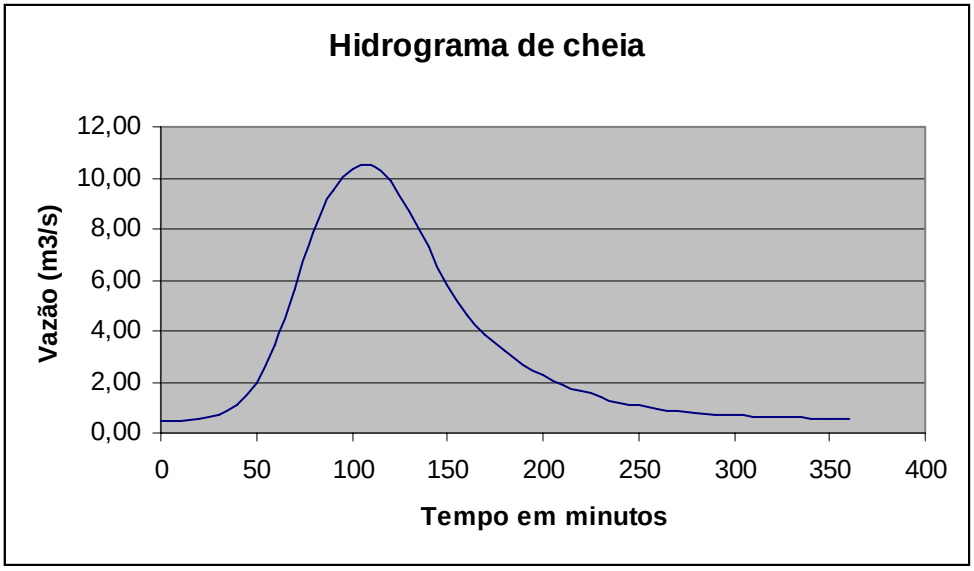


Figura 21.4- Hidrograma de cheia

O volume total na bacia de 3,24km^2 é igual a somatória das vazões na coluna 15 que é de 97,22 m^3/s e que multiplicado por 10min obteremos:

Volume= 97,22m^3/s x 10min x 60= 58.329m^3
Como Área A=3,24km^2=324ha=324x10.000m^2
A altura excedente sobre a bacia será:
Excedente= volume/área em m^2 = 58.329m^3/ 324x 10.000m^2 = 0,018m= 1,8cm

Em conclusão: a vazão para dimensionamento do bueiro é de **10,54m^3/s.**

21.5 Projetos com Hidrograma unitário

McCuen aconselha a aplicação do hidrograma unitário ao invés dos métodos de picos de descargas. Estes eram usados quando não havia os microcomputadores, mas hoje é preferível usar os métodos do hidrograma unitário que produz resultados mais precisos.

McCuen, 1998 salienta ainda a dificuldade de se fazer um critério do método pela área da bacia, pois para uma bacia pequena e muito pequena é difícil demarcar o que é bacia pequena e o que é bacia muito pequena.

McCuen, 1998 salienta que o uso do hidrograma unitário deve ser usado quando uma ou mais condições existe:

- armazenamento significativo;
- Diferenças de solo, uso do solo, topografia ou características das chuvas;
- Projetos onde a subdivisão da bacia é necessária e
- Locais onde existem restrições para o escoamento como pontes para as inundações.

Capítulo 22
Bibliografia e livros consultados

***Connessione*- reconhecimento e a apreciação da interconexão de todas as coisas e fenômenos. Pensar globalmente.**
Leonardo Da Vinci

Capítulo 22- Bibliografia e livros consultados

-ABRH- CETESB. *Drenagem Urbana*. 2ª ed. São Paulo: CETESB, 1980, 468 p.s.
-ALFREDINI, PAOLO. *Transporte de sedimentos*. Notas de aulas do Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo PHD-311 Hidráulica I. São Paulo: EPUSP, 1993, 41 p.s.
-AKAN, A OSMAN. *Urban Stormwater Hydrology*. Lancaster, Pennsylvania: Technomic, 1993, ISBN 0-87762-967-6, 268 pp.
-BRAGA, BENEDITO; TUCCI, CARLOS, TOZZI, MARCOS. *Drenagem Urbana-gerenciamento, simulação e controle*. Rio Grande do Sul: Editora da Universidade, 1ª ed. 1998, ISBN 85-7025-442-3, 203p.s.
-CANHOLI, ALUÍSIO PARDO. *Dimensionamento de soluções não convencionais em drenagem urbana.* Seminário de Hidráulica Computacional Aplicada a Problemas de Drenagem Urbana. São Paulo: 1994 ou 1995.
-CANHOLI, ALUÍSIO PARDO. *O reservatório para controle de cheias da av. Pacaembu*, Revista do Instituto de Engenharia número 500 de 1994. São Paulo: IE, 1994.
-CANHOLI, ALUÍSIO PARDO. *Soluções Estruturais e não-convencionais em drenagem urbana*. Tese de doutoramento apresentado na EPUSP em 1995. São Paulo: EPUSP, 1995.
-CHAUDHRY, HANIF M. *Opens-Channel Flow*. New Jersey: Prentice-Hall, 1993, ISBN 0-13-637141-8, 483 p.
-CHIN, DAVID A. *Water- Resources Engineering*. New Jersey: Prentice Hall, 2000, ISBN 0-201-35091-2, 750 p.s.
-CHOW, VEN TE . *Open-channel Hydraulics*. New York: McGraw-Hill,1985, ISBN 0-07-y85906-X, 680 p.
-CHOW, VEN TE, MAIDMENT, DAVID R. E MAYS, LARRY W., *Applied Hydrology*, New York: McGraw-Hill,1988, 572 p. ISBN 0-07-100174-3.
-CORDEIRO, JOÃO SÉRGIO e VAZ FILHO, PAULO. Gerenciamento de sistemas de drenagem urbana- uma necessidade cada vez mais intensa. XIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos realizado em Belo Horizonte 28/11/99 a 2/12/99, 13 p.s, ABRH.
-DAEE- DEPARTAMENTO DE ÁGUAS E ENERGIA ELÉTRICA, *Revista DAEE*. São Paulo: DAEE, outubro/1998, p.31 a 38.
-DAEE- DEPARTAMENTO DE ÁGUAS E ENERGIA ELÉTRICA, *Revista DAEE*. São Paulo: DAEE, abril/1999, p.4 a 9.
-DAEE- DEPARTAMENTO DE ÁGUAS E ENERGIA ELÉTRICA. Plano Diretor de Macrodrenagem do Alto Tietê, São Paulo: dezembro 1998.
-DAEE- DEPARTAMENTO DE ÁGUAS E ENERGIA ELÉTRICA. *Plano Diretor de Macrodrenagem do Alto Tietê. Diagnóstico do rio Alto Tietê entre barragem Edgard de Souza e barragem da Penha, rio Aricanduva, córrego Pirajussara, córrego dos Meninos, rio Baquirivu-guaçu*, São Paulo: http:www.daee.sp.gov.br, dezembro 1999, superintendente do DAAE Engenheiro José Bernardo Ortiz.
-EPUSP (ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO). *Orificios, bocais e vertedores*. PHD-311- Hidráulica I. professor livre docente Paolo Alfredini.. São Paulo: EPUSP, 1998, 29 p.s.
-EPUSP (ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO). *Precipitação*. PHD-311- Hidrologia Básica. São Paulo: EPUSP.

-EPUSP (ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO). *Drenagem Urbana*. PHD-411- Saneamento I, Professor Dr. Eluizio de Queiroz Orsini e Pedro Além Sobrinho. São Paulo: EPUSP.
-EPUSP (ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO). *Escoamento em Canais*. PHD-311- Hidráulica Geral, São Paulo: EPUSP.
-EPUSP (ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO). *Hidrologia Estática*. PHD-307- Hidrologia Aplicada. São Paulo: EPUSP,1994.
-EPUSP (ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO). *Hidrologia Aplicada*. PHD-307- Hidrologia Aplicada. São Paulo: EPUSP.
-ESTRELLA, GUILHERMO SANCHEZ. *Sistema Internacional de Unidades- pesos e medidas, conversões*. São Paulo: Editora Andina, 3ª ed. 1980, 163 p.s.
-FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (FHWA). Introduction to Highway Hydraulics, august 2001, Publication FHWA NHI 01-019, U. S. Department of Transportation, 280 p.
-FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (FHWA). Hydraulics Design of Highway Culverts, september 2001, Publication FHWA NHI 01-020, U. S. Department of Transportation, 480 p.
-FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (FHWA). Best Management Practices for Erosion and Sediment Control, june 2001, Publication FHWA FLP-94-005, U. S. Department of Transportation, 280 p.
-FENDRICH, ROBERTO et al. *Drenagem e Controle da erosão urbana*. 4ª ed. Curitiba: Editora Universitária Champagnat, 1997, 486 p., ISBN 85-7292-027-7
-FERNANDEZ, MIGUEL FERNANDEZ, ARAUJO, ROBERTO DE E ITO, ACÁCIO EIJI. *Manual de Hidráulica*. 8ª ed. São Paulo: Edgard Blucher, 1998, 669 p.
-FETTER, C. W. *Applied Hydrogeology*. 3ª ed. New Jersey: Prentice Hall, 1994, ISBN 0-02-336490-4, 691 p.s.
-GARCEZ, LUCAS NOGUEIRA e ALVAREZ, GUILLERMO ACOSTA. *Hidrologia*. 2ª ed. São Paulo: Editora Edgard Blucher, 1988, 291 p.
-GARCEZ, LUCAS NOGUEIRA. *Hidrologia*, São Paulo: Editora Edgard Blucher Ltda, 1967, 249 p.
-INTERNET *vários sites sobre reservatórios de detenção*.
-KUNDZEWICZ, Z. W. e KACZMARCK, Z. *Coping with Hydrological Extremes*. International Water Resources Association (IWRA), Water International, V. 25, N. I, p. 66-75, March 2000.
-LENCASTRE, ARMANDO. *Hidráulica Geral*. Lisboa: Hidroprojecto, 1983,654 p.s, Edição Luso-Brasileira,.
-LINSLEY, RAY K., KOHLER, MAX A. , PAULHUS, JOSEPH L. H., *Hidrology for Engineers*, 1982, McGraw-Hill, 3a ediçao ISBN 0-07-066389-0.
-LINSLEY, RAY K; FRANZINI, JOSEPH B. et al. *Water Resources Engineering*. 4a ed. New York: McGraw-Hill, 1992, ISBN 0-07-112689-9, 841 p.
-LLORET RAMOS,CARLOS. *Mecânica do transporte de sedimentos e do escoamento em leito móvel*. Dissertação de mestrado apresentado na Escola Politécnica da Universidade de São Paulo no ano de 1984. São Paulo: EPUSP, 1984, 331 p.s.
-LLORET RAMOS, CARLOS. HELOU, GISELA COELHO NASCIMENTO, BRIGHETTI, GIORGIO. *Dinâmica de transporte sólido nos rios Tietê e Pinheiros na região metropolitana de São Paulo*. Anais 5 do Xº Simpósio Brasileiro de Recursos Hidricos-Gramado-Rio Grande do Sul, p.s 257-263, 1993.

-LLORET RAMOS, CARLOS. HELOU, GISELA COELHO NASCIMENTO, IKEDA, LUIZ EDUARDO DE SOUZA. *Campanhas hidrosedimentométricas na região metropolitana de São Paulo*. Anais 5 do Xº Simposio Brasileiro de Recursos Hidricos-Gramado-Rio Grande do Sul, p.s 48-256, 1993.
-MAGNI, LUIZ GOI. *Estudo Pontual de Chuvas Intensas*. Dissertação apresentada a Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção de titulo de mestre em engenharia, no ano de 1984, 160 p.
-MAGNI, NELSON LUIZ GOI e MERO,FELIX. *Precipitações Intensas no Estado de São Paulo. São Paulo:* EPUSP e CTH, 1986, ISBN 0102-5821, Boletim, 95 p.
-MAIDMENT, DAVID R. *Handbook of Hydrology*. New York: McGraw-Hill, 1993, ISBN 0-07-039732-5,
-MARSH, WILLIAM M. *Landscape Planning Environmental Applications*. 3a. ed. New York: John Wiley & Sons, 1998, 434 p.
-MARTINS, JOSÉ AUGUSTO. *Notas de aula de Curso de Pós Graduação na Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo.*
-MAYS, LARRY W. E TUNG, YEOU-KOUNG. *Hydrosystems-Engineering & Management*. New York, McGRaw-Hill,1992, 530pp.
-MAYS, LARRY W. *Water Resources Engineering*. New York: John Wiley & Sons, 2001, 1ª ed. ISBN 0-471-29783-6 761p.s.
-MAYS, LARRY W. *Hydraulic Design Handbook*. New York: McGraw-Hill,1999, ISBN 0-07-041152-2
-MEICHES, JOSÉ. *Contribuição para o estudo do aproveitamento para finalidades múltiplas de cursos de água. Revisão geral dos problemas associados à utilização de recursos hídricos.* São Paulo, 1966, EPUSP, 133 p.s. Tese apresentado a EPUSP em 1966.
-MCCUEN, RICHARD H. *Hydrologic Analysis and Design*, 2ª ed. New Jersey: Prentice-Hall, 1998, ISBN 0-13-134958-9, 814 p.
-NATHANSON, JERRY. *Basic Environmental Technology- Water Supply, Waste Management and Pollution Control*, 3ª ed. New Jersey: 2000, Prentice-Hall, 513 p. ISBN 0-13-082626-X.
-NATIONAL RESEARCH COUNCIL. *Flood Risk Management and the American River Basin- na evaluation.* Washington: National Academy Press, 1995, ISBN 0-309-05334-X, 235pp.
-PEDROSA, VALMIR. TUCCI, CARLOS E. M. O controle da drenagem urbana: tabuleiro dos Martins, Maceió, Alagoas. In BRAGA, BENEDITO. TUCCI, CARLOS. TOZZI, MARCOS. Drenagem Urbana-gerencialmento, simulação e controle. Porto Alegre: ABRH, 1998, 203 p.s.
ORVIS, J. WILLIAM. *Excel for Scientists and engineers*. São Francisco: Sybex, 2ª ed., ISBN 0-7821-1761-9, 1996, 547 p.
-PALLOS, JOSÉ CARLOS F. e THADEU, MARIO LEME DE BARROS. Análise de métodos hidrológicos empregados em projetos de drenagem urbana no Brasil. ABRH: 1997, 9p. Vitória, Espírito Santo, 16 a 20 de novembro de 1997.
-PILGRIM, DAVID H. E CORDERY, IAN, *Flood Runoff* ***in*** MAIDMENT, DAVID R., *Handbook of Hydrology*, cap. 9, New York: McGraw-Hill, 1993, ISBN 0-07-039732-5.
-PINTO, NELSON L. DE SOUZA et al, *Hidrologia Básica*, São Paulo: Editora Edgard Blucher Ltda, 1976.
-QUINTELA, ANTÔNIO DE CARVALHO. *Hidráulica.* Lisboa: Fundação Calouste Gulbernkian, 1981, 539 p.

-RIGHETTO, ANTONIO MAROZZI. *Hidrologia e Recursos Hídricos*. 1ª ed. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos-USP, 1998, 819 p.
-SETZER, JOSÉ E PORTO, RUBEM LA LAINA. *Tentativa de avaliação de escoamento superficial de acordo com o solo e o seu recobrimento vegetal nas condições do Estado de São Paulo*. São Paulo: Boletim Técnico do DAEE, maio/agosto de 1979, p. 81 a 103.
-SILVESTRE, PASCHOAL. *Hidráulica Geral*. Rio de Janeiro: LTC- Livros Técnicos e Científicos, 1983, 316 paginas, ISBN 85-216-0199-9
-SOUZA PINTO, CARLOS DE. *Curso básico de mecânica dos solos*. São Paulo: Oficina de Textos, 2000, 247 p.s.
-SPIRN, ANNE WHISTON. *O jardim de granito- a natureza no desenho da cidade*.. São Paulo: Edusp, 1995, ISBN:85-314-0158-5, 360pp.
-TERSAGHI, KARL. PECK, RAPH B. Mecânica dos solos na prática da engenharia. Rio de Janeiro: Livro Técnico, 1962, 659 p.s.
-TOMAZ, PLÍNIO. *A Conservação da Água*. São Paulo: Editora Parma, 1999, 294 p.s.
-TUCCI, CARLOS E. M. CAMPANA, NÉSTOR *A.Estimativa de área impermeável de macrobacias urbanas.* Revista Brasileira de Engenharia. Caderno 2 volume 2 número 2, dezembro de 1994.
-TUCCI, CARLOS E.M. et al. *Hidrologia*. 1ª ed. Porto Alegre: Ed. da Universidade: ABRH, 1993, ISBN 85-7025-298-6, 943 p.
-TUCCI, CARLOS E.M.; PORTO, RUBEM LA LAINA e BARROS, MÁRIO T. DE. *Drenagem Urbana*. Porto Alegre: Editora da Universidade, 1995, ISBN 85-7025-364-8, 428 p.s.
-TUCCI, CARLOS E. M. *Coeficiente de escoamento e vazão máxima de bacias urbanas*. Revista Brasileira de Recursos Hídricos volume 5 número 1 janeiro/março 2000, p.s 61 a 68. Porto Älegre: ABRH, 2000.
-TUCCI, CARLOS E. M. *Modelos Hidrológicos*. 1ª ed. ISBN 85-7025-445-8 1998, 669 p.s. Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1998.
-UNITED STATES DEPARTMENT OF AGRICULTURE (USDA). *Urban Hydrology for Small Watersheds. TR-55*. Junho 1986. Atualizado no apêndice A em janeiro de 1999. Natural Resources Conservation Services (NRCS).
-URBONAS, R. BEM e RESNER, LARRY A, *Hidrology design for urban Drainage and Flood Control, in* Maidment, David R., *Handbook of Hydrology*, cap. 28, New York: McGraw-Hill, 1993, ISBN 0-07-039732-5.
-VILLELA, SWAMI MARCODES e MATTOS, ARTHUR. *Hidrologia Aplicada*. São Paulo: McGraw-Hill, 1975, 245 p.
-WANIELISTA, MARTIN, KERSTEN, ROBERT e EAGLIN, RON, *Hydrology: Water Quality and Quality Control.* 2a. ed. New York: John Wiley & Sons, 1997, 567 p., ISBN 0-471-07259-1.
-WILKEN, PAULO SAMPAIO, *Engenharia de Drenagem Superficial*, São Paulo: CETESB,1978.
-ZAHED E MARCELLIN (1995) **in** *Drenagem Urbana*. Porto Alegre: Editora da Universidade, 1995, ISBN 85-7025-364-8, 428 p.