

Capítulo 07

LEED

O *sprinkler* foi patenteado nos Estados Unidos em 16 de abril de 1935 e foi inventado por Orton H. Englehart.

O gotejamento foi usado pela primeira nos Estados Unidos no Colorado em 1913.
Fonte: Smith, 1997

SUMÁRIO

Capítulo 07-LEED

Ordem	Assunto
7.1	Introdução
7.2	Economia de água no paisagismo
7.3	Coefficiente de paisagismo KL
7.4	Fator das espécies Ks
7.5	Fator de microclima Kmc
7.6	Fator de densidade Kd
7.7	Cálculos de economia da água potável na irrigação
7.8	Custos
7.9	Vazão que chega até o pré-tratamento usando o Método TR-55 do SCS
7.10	Método usando o tempo de permanência de 5min para calcular Qo
7.11	Cálculo de Qo usando o Método Santa Bárbara
7.12	Vazão relativa ao volume WQv que chega ao pré-tratamento usando o método Racional para áreas menores que 2ha e para a RMSP
7.13	Bibliografia e livros recomendados

55páginas

Introdução

Apresentaremos neste capítulo alguns exemplos que podem ser aplicados no LEED, tanto para quantidade, qualidade das águas pluviais e irrigação.

Os exemplos foram feitos separadamente de maneira que possam ser lidos de maneira independente e daí a repetição de algumas figuras que possuem o propósito de melhorar o entendimento.

Segundo o LEED os cálculos relativo a águas pluviais como as vazões e volumes podem ser feitas por engenheiro civil e arquiteto paisagista.

Os métodos de cálculo a serem aplicados, como o Método Racional, devem ser usado de maneira que sejam aceito e reconhecido por todos. Usaremos em nossos cálculos o Método Racional que possui a vantagem de ser o mais conhecido no Brasil e que pode ser aplicado facilmente em qualquer lugar. O método do TR-55 muito usado nos Estados Unidos não será aplicado, pois somente no Estado de São Paulo é que temos estudos que mostram a sua aplicabilidade usando um hietograma de chuva adequado.

O objetivo do LEED é de maximizar as áreas permeáveis.

Com referência a normas técnicas existem normas da ABNT para instalações prediais de águas pluviais que NBR 10844/1989 e para aproveitamento de água de chuva de cobertura em areas urbanas para fins não potáveis que é a NBR 15527/07.

Para o sistema de micro-drenagem e macro-drenagem não existem normas técnicas e sim recomendações locais de algumas prefeituras.

Engenheiro civil Plinio Tomaz

Capítulo 07- LEED

7.1 Introdução

O nome LEED significa *Leadership in Energy and Environmental Design*. São os edifícios verdes usados nos Estados Unidos (*green building*).

No Brasil existem atualmente 10 firmas especializadas que estão aptas a dar consultoria auxiliando na obtenção da certificação LEED (GBC Brasil junho de 2009).

7.2 Economia de água no paisagismo

O LEED é feito para empreendimentos novos e existentes, havendo alguma pequena diferença na conceituação.

O LEED para empreendimento existente possui de 1 a 5 pontos para a certificação de *Water Efficient Landscaping* com a sigla **WE Credit 3** conforme Tabela (7.1).

O objetivo do LEED no paisagismo é limitar ou eliminar o uso da água potável ou outra de superfície ou subterrânea disponível próxima do local onde será feito o paisagismo.

Tabela 7.1- Percentagem de redução e número de pontos do WE Credit 3 Water efficient landscaping.

Porcentagem de redução	Pontos
50,0%	1
62,5%	2
75,0%	3
87,5%	4
100,0%	5

Compara-se o projeto de irrigação com um projeto linha de base.

- Quando não há vegetação a se irrigar, podemos lavar pisos de pátios, telhados, etc de maneira que a área seja no mínimo de 5% do total.
- Pode-se usar o método de Penman-Monteith que é o melhor e padronizado pela FAO. Na prática o método de Blaney-Criddle é fácil de ser aplicado no Brasil.
- O sistema de irrigação pode ser permanente ou provisório. No caso de provisório deverá ser instalado pelo menos durante 1 (um) ano.
- A redução de consumo é obtida usando o seguinte: fator de espécie, eficiência da irrigação, aproveitamento de água de chuva, água de reúso local ou da concessionária pública e água gerada por aparelhos de ar condicionado.

Evapotranspiração no paisagismo

$$ET_L = ET_o \times K_L$$

ET_o= evapotranspiração de referência (mm/mês)

K_L= usado em paisagismo (gramados e arbustos)

ET_L= evapotranspiração do paisagismo (mm/mês)

$$TWA = (A \times ET_L / IE) \times CE$$

TWA= quantidade necessária de água para irrigação no mês (m³)

A= área irrigada (m²)

IE= eficiência

IE= eficiência da irrigação

IE=0,625 para sprinkler

IE=0,90 para irrigação com gotejamento

CE= fator de controle

Estimativas do fator de controle CE conforme se existem controlador e sensor de chuva.

CE=0,85 quando existe somente o **sensor de chuva**

CE=0,80 quando existe somente o **controlador**

CE=0,60 quando existe o **controlador e o sensor de chuva**

CE=1,00 para quando não existe sensor de chuva e nem controlador. São os sistemas convencionais e, portanto não há nenhuma redução.

CE=0,4 quando existe microestação (sugerido em curso do LEED no dia 14/11/2009) pela firma Regatec.

TPWA= TWA – Água não potável

GWPA= 100 x (TWA linha de base – TWA projetado) / TWA linha de base

TPWA= é a água potável necessária para a irrigação descontando-se a água não potável

Água não potável = reúso de esgotos, águas cinzas e aproveitamento de água de chuva.

TWA linha de base = é aquele sistema de irrigação tradicional em que não há sensor de chuvas e nem controlador da irrigação. São de modo os sistemas antigos e é o total de água necessário para um paisagismo linha de base.

TWA projetado= são os sistemas de irrigação projetados em que há sensor de chuva ou e controlado. Poderá haver também o gotejamento.

GWPA= é a porcentagem da redução de água potável (%)

- Recomendações sobre projeto de irrigação para o LEED
 1. Orientação do vento e sol
 2. Seleção de plantas conforme o perfil das sombras
 3. Reduzir a ilha de calor usando as sombras das árvores e dos edifícios
 4. Separar as plantas de acordo com o uso da água
- O uso da água pode ser: alto, moderado ou baixo. No uso da água alto é necessário irrigação regularmente. No uso da água médio devemos ocasionalmente fazer irrigação e no uso de água baixo não precisa de irrigação usando somente as chuvas.
- O uso de gramado é para áreas recreacionais, uso de pedestres e para conservação o solo (evitar erosão).
- Escolha de plantas que se adaptem facilmente ao local
- Análise do solo para cada zona.
- Não usar somente uma espécie de planta e não usar um número elevado de espécies.
- Diversificar as espécies para evitar doenças e pestes.
- Verificar mensalmente o calendário de irrigação
- Usar plantas nativas ou adaptadas ou a combinação entre elas
- A irrigação por gotejamento nas raízes das plantas economiza de 30% a 50% do que irrigação com sprinkler
- O uso de sensor de chuva economiza água, pois só é feita a irrigação quando for necessário.
- O uso da água de chuva coletada em cisternas funciona bem na irrigação.
- As cisternas podem ser feitas de concreto, PVC, polietileno ou metálicas
- Pode-se usar na irrigação esgoto público com tratamento terciário que é o reúso.

7.3 Coeficiente de paisagismo (K_L)

O coeficiente de paisagismo K_L é um conceito novo que substitui o antigo coeficiente K_c , que continua a ser usado em outras culturas. É adotado também pelo LEED.

A vantagem do coeficiente de paisagismo K_L é que pode ser reajustado para microclima usando o coeficiente (K_{mc}), **para a densidade das plantas** usando (K_d) e, para o impacto das

necessidades de água da planta, usando o coeficiente (Ks) que é praticamente o antigo coeficiente Kc.

$$K_L = K_s \times K_{mc} \times K_d$$

Sendo:

K_L = coeficiente de paisagismo

K_s = fator das espécies

K_{mc} = fator do microclima.

K_d = fator da densidade das plantas.

7.4 Fator das espécies K_s

As diversas plantas de diferentes espécies possuem taxas de evapotranspiração diferentes. Algumas espécies transpiram muita água, enquanto que outras consomem relativamente pouca água conforme Tabela (7.2).

Tabela 7.2- Valores do fator das espécies K_s para diversas plantas

Vegetação	Alto	Médio	Baixo
Árvores	0,9	0,5	0,2
Arbustos	0,7	0,5	0,2
Forrações: plantas rasteiras	0,9	0,5	0,2
Mistura de árvores, arbustos e gramas	0,9	0,5	0,2
Gramado	0,80	0,75	0,60

Fonte: *The Irrigation Association, março de 2005- Landscape Irrigation Scheduling and Water Management.*

Fator das espécies K_s que pode ser categoria alta, média e baixa sendo a média $K_s=0,60$.

Se $K_s=0$ então $K_L=0$ e não há necessidade de água para irrigação.

7.5 Fator do microclima K_{mc}

Os prédios, pavimentação, declividades, sombras, ventos, etc podem influenciar muito o meio ambiente local.

Tabela 7.3- Valores do microclima K_{mc} para plantas diversas plantas

Vegetação	Alto	Médio	Baixo
Árvores	1,4	1,0	0,5
Arbustos	1,3	1,0	0,5
Forrações: plantas rasteiras	1,2	1,0	0,5
Mistura de árvores, arbustos e gramas	1,4	1,0	0,5
Gramados	1,2	1,0	0,8

Um alto fator de microclima K_{mc} se deve a locais rodeados por superfícies que absorvem o calor e que haja muitos ventos, chegando o coeficiente atingir $K_{mc}= 1,4$.

Fonte: *The Irrigation Association, março de 2005- Landscape Irrigation Scheduling and Water Management*

Um fator $K_{mc}=1$ médio para gramados são as plantas que estão na sombra e protegidas do vento. O fator $K_{mc} = 0,8$ conforme Tabela (7.3) são plantas que estão muito bem protegidas dos ventos.

Fator de microclima K_{mc} .

Inclui as condições de temperatura, vento e umidade.

O valor médio de $K_{mc}=1,0$ onde as condições de evapotranspiração não são afetadas pelos edifícios, pavimentos, declividades ou superfícies reflexivas.

O valor alto de K_{mc} são devido a locais onde a evaporação potencial é aumentada pelas superfícies que absorvem o calor e são expostas as condições particulares do vento.

Como exemplo de valor alto de K_{mc} temos estacionamentos, áreas que formam túneis de vento.

O valor baixo de K_{mc} é em áreas sombreadas e protegidas do vento.

7.6 Fator de densidade K_d

A densidade da vegetação no paisagismo varia muito. Existem plantas que ficam esparsas, que oferecem menor área de superfície de folhas e outras mais densas. A densidade é um fator que está entre 0,5 a 1,3 e que está em três grupos: alta, média e baixa densidade, conforme Tabela (7.4).

Tabela 7.4- Valores da fator de densidade K_d para plantas diversas plantas

Vegetação	Alto	Médio	Baixo
Árvores	1,3	1,0	0,5
Arbustos	1,1	1,0	0,5
Forrações: plantas rasteiras	1,1	1,0	0,5
Mistura de árvores, arbustos e gramas	1,3	1,0	0,6
Gramados	1,0	1,0	0,6

Fonte: *The Irrigation Association, março de 2005- Landscape Irrigation Scheduling and Water Management.*

Fator de densidade K_d estabelece o número de plantas em determinada área.

As plantas espaçadas terão menos evapotranspiração do que as plantas com alta densidade.

O valor K_d aplicado em áreas sombreadas por árvores varia de 60% a 100%.

Por exemplo, para área com 25% de sombreamento devido a árvores resulta em $K_d=0,5$.

Para áreas densas usamos $K_d=1,3$.

Exemplo 7.1

Um gramado em zona de edificações, onde há bastante sombra, num local de clima quente e úmido. Queremos a lâmina líquida de água necessária para a grama Santo Agostinho. Considerar a densidade média do gramado.

$$K_s = 0,6$$

$$K_{mc} = 0,8 \text{ (sombras)}$$

$$K_d = 1,0 \text{ (grama)}$$

$$K_L = K_s \times K_{mc} \times K_d = 0,6 \times 0,8 \times 1,0 = 0,48$$

$$E_{To} = 6,4 \text{ mm/dia}$$

$$PWR = E_{Tc} = E_{To} \times K_L = 6,4 \text{ mm/dia} \times 0,48 = 3,1 \text{ mm/dia}$$

7.7 Cálculos de economia da água potável na irrigação

O LEED para empreendimentos existentes possui três opções para a demonstração da economia de água potável com a irrigação em empreendimentos existentes.

Opção 1-

Calcular a irrigação **linha de base** anual mês a mês. Comparamos a irrigação **linha de base** com uma irrigação moderna que será a irrigação de **projeto e** calculamos a porcentagem de redução. Entretanto o **LEED não utiliza as precipitações efetivas**.

Opção 2-

Calcular a irrigação **linha de base** anual mês a mês. Comparamos a irrigação linha de base com uma irrigação de projeto adotando vários tipos de vegetação como gramados, arbusto e misto usando o coeficiente K_L e calculamos a porcentagem de redução.

Opção 3-

Neste caso comparamos o desempenho da irrigação existente no local ou região ou nacional de forma a demonstrar a economia de água potável.

Comentário:

No Capítulo 5 deste livro referente a pedidos de outorgas possuímos algumas informações para o Estado de São Paulo com a demanda média de irrigação é de **0,327 L/s x ha**.

Podemos também comparar com irrigação por aspersão que varia de **0,6 a 1,0 L/sxha** e irrigação por gotejamento que varia de **0,3 a 0,7 L/sxha**.

Em Brasília a experiência da Rainbird o consumo máximo de água em campos de golfe é de **0,57 L/s x ha**.

Exemplo 7.2

Calcular a economia média anual de água potável usando água de reúso para certificação LEED para um empreendimento existente na cidade de Guarulhos, São Paulo.

Usaremos a Opção 2 do LEED para empreendimento existente.

Salientamos que faremos o cálculo da economia de cada mês e fazendo-se uma média anual.

Estabelecemos o critério de não se usar a precipitação efetiva, isto é, as chuvas foram usadas para se definir a economia de água potável da mesma maneira que é feito pelo LEED.

Usamos o **Método de Blaney-Criddle** que é facilmente aplicável a qualquer cidade do Brasil em contraposição com o método mais correto que é o **Método de Penman-Monteith** onde são necessárias muitas informações que a maioria das cidades brasileiras não dispõem.

Foi suposto de alguma maneira que fazemos o reúso da água cinza com um volume fixo mensalmente. Poderíamos usar água de reúso de esgotos tratados bem como aproveitamento de água de chuva que seria reservada em cisternas.

No local tem área de arbustos de 112m^2 , área mista com arbustos e gramado de 363m^2 e área somente de gramado de 84m^2 .

Para o LEED é importante a separação das áreas de gramados das áreas de arbustos devido ao consumo de água ser um pouco diferente.

Para efeito de irrigação adotamos a irrigação por gotejamento em arbustos e área mista e irrigação com sprinkler para os gramados que é o usual.

Foram feitas duas planilhas, sendo a primeira de um projeto projetado de irrigação onde usamos a irrigação por gotejamento nos arbustos e área mista e uso de *sprinkler* nos gramados. Foram usadas plantas que economizam água.

A segunda planilha mostra um sistema de irrigação linha de base onde se usa somente *sprinkler* e não se tem muito cuidado em escolher plantas que economizem água.

Na Tabela (7.5) e (7.6) temos a irrigação projetada e na Tabela (7.7) e (7.8) a irrigação linha de base.

Tabela 7.5- Irrigação projetada com o fator de controle e não usando precipitação efetiva.

Meses do ano	Janeiro	fevereiro	março	abril	maio	junho
Evapotranspiração de referência ETo (mm/mês)	128	102	109	88	76	65
Arbustos						
Fator das espécies Ks	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Fator de densidade Kd	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Fator de microclima Kmc	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3
Coefficiente de paisagismo $K_L=K_s \cdot K_d \cdot K_{mc}$	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
Misto						
Fator das espécies Ks	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Fator de densidade Kd	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
Fator de microclima Kmc	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4
Coefficiente de paisagismo K_L	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
Gramado						
Fator das espécies Ks	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7
Fator de densidade Kd	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Fator de microclima Kmc	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
Coefficiente de paisagismo K_L	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
ETL (mm/mês)= Eto . K_L . CF						
arbustos CF=0,60	20,0	15,9	17,0	13,7	11,9	10,1
misto CF=0,60	23,7	18,8	20,1	16,3	14,0	12,0
gramado CF=0,60	64,5	51,4	54,9	44,4	38,3	32,8
Eficiência IE (fração)						
arbustos <i>drip</i>	0,900	0,900	0,900	0,900	0,900	0,900
misto <i>drip</i>	0,900	0,900	0,900	0,900	0,900	0,900
gramado <i>sprinkler</i>	0,625	0,625	0,625	0,625	0,625	0,625
Área (m²)						
arbustos	112	112	112	112	112	112
misto	363	363	363	363	363	363
gramado	84	84	84	84	84	84
TPWA (m³/mês)						
arbustos	2,5	2,0	2,1	1,7	1,5	1,3
misto	9,5	7,6	8,1	6,6	5,7	4,8
gramado	8,7	6,9	7,4	6,0	5,1	4,4
Subtotal (m³/mês) =	20,7	16,5	17,6	14,2	12,3	10,5
Reúso (m³/mês)	16	16	16	16	16	16
TPWA (m³/mês)=TWA-Reúso	4,7	0,5	1,6	0,0	0,0	0,0
Sistema linha de base (antigo)	20,7	16,5	17,6	14,2	12,3	10,5
GPWA= [(TWA antigo-TWAprojetado)/TWAantigo) x 100	77	97	91	100	100	100

Tabela 7.6- continuação = Irrigação projetada

Meses do ano	julho	agosto	setembro	outubro	novembro	dezembro
ETo (mm/mês)	64	81	85	105	109	125
Arbustos						
Fator das espécies Ks	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Fator de densidade Kd	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Fator de microclima Kmc	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3
Coeficiente de paisagismo K _L	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
Misto						
Fator das espécies Ks	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Fator de densidade Kd	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
Fator de microclima Kmc	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4
Coeficiente de paisagismo K _L	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
Fator das espécies Ks						
Fator de densidade Kd	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7
Fator de microclima Kmc	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Coeficiente de paisagismo K _L	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
Fator das espécies Ks	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
ETL (mm/mês)= Eto . K_L . CF						
arbustos CF=0,60	10,0	12,6	13,3	16,4	17,0	19,5
misto CF=0,60	11,8	15,0	15,7	19,4	20,1	23,1
gramado CF=0,60	32,3	40,8	42,8	52,9	54,9	63,0
Eficiência IE (fração)						
Arbustos/gotejamento	0,900	0,900	0,900	0,900	0,900	0,900
Misto/gotejamento	0,900	0,900	0,900	0,900	0,900	0,900
gramado sprinkler	0,625	0,625	0,625	0,625	0,625	0,625
Área (m²)						
arbustos	112	112	112	112	112	112
misto	363	363	363	363	363	363
gramado	84	84	84	84	84	84
TPWA (m³/mês)						
arbustos	1,2	1,6	1,7	2,0	2,1	2,4
misto	4,8	6,0	6,3	7,8	8,1	9,3
gramado	4,3	5,5	5,8	7,1	7,4	8,5
Subtotal (m³/mês)=	10,3	13,1	13,7	17,0	17,6	20,2
Reúso (m³/mês)	16	16	16	16	16	16
TPWA (m³/mês)=TWA-Reúso	0,0	0,0	0,0	1,0	1,6	4,2
Sistema linha de base (antigo)	10,3	13,1	13,7	17,0	17,6	20,2
GPWA= [(TWA linha de base- TWAprojetado)/TWAlinha de base) x 100	100	100	100	94	91	79

Tabela 7.7- Projeto de irrigação linha de base

Meses do ano	Janeiro	fevereiro	março	abril	maio	junho
Eto (mm/mês_	128	102	109	88	76	65
Arbustos						
Fator das espécies Ks	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Fator de densidade Kd	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Fator de microclima Kmc	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3
Coeficiente de paisagismo KL	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7
Misto						
Fator das espécies Ks	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Fator de densidade Kd	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Fator de microclima Kmc	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3
Coeficiente de paisagismo KL	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7
Gramado						
Ks	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7
Kd	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Kmc	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
KL= Ks . Kd . Kmc	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
ETL (mm)= Eto . KL . CF						
arbustos CF=1,0	83,2	66,3	70,85	57,2	49,4	42,25
misto CF=1,0	83,2	66,3	70,85	57,2	49,4	42,25
gramado CF=1,0	107,52	85,68	91,56	73,92	63,84	54,6
Eficiência IE (fração)						
arbustos <i>sprinkler</i>	0,625	0,625	0,625	0,625	0,625	0,625
misto <i>sprinkler</i>	0,625	0,625	0,625	0,625	0,625	0,625
gramado <i>sprinkler</i>	0,625	0,625	0,625	0,625	0,625	0,625
Área (m²)						
arbustos	112	112	112	112	112	112
misto	363	363	363	363	363	363
gramado	84	84	84	84	84	84
TPWA (m³/mês)						
arbustos	2,5	2,0	2,1	1,7	1,5	1,3
misto	9,5	7,6	8,1	6,6	5,7	4,8
gramado	8,7	6,9	7,4	6,0	5,1	4,4
Subtotal (m³/mês)=	20,7	16,5	17,6	14,2	12,3	10,5

Tabela 7.8 continuação- Projeto de irrigação linha de base

Meses do ano	julho	agosto	setembro	outubro	novembro	dezembro
Eto (mm/mês_	64	81	85	105	109	125
Arbustos						
Fator das espécies Ks	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Fator de densidade Kd	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Fator de microclima Kmc	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3
Coeficiente de paisagismo KL	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7
Misto						
Fator das espécies Ks	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Fator de densidade Kd	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Fator de microclima Kmc	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3
Coeficiente de paisagismo KL	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7
Gramado						
Fator das espécies Ks	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7
Fator de densidade Kd	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Fator de microclima Kmc	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
Coeficiente de paisagismo KL	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
ETL (mm)= Eto . KL . CF						
arbustos CF=1,0	41,6	52,65	55,25	68,25	70,85	81,25
misto CF=1,0	41,6	52,65	55,25	68,25	70,85	81,25
gramado CF=1,0	53,76	68,04	71,4	88,2	91,56	105
Eficiência IE (fração)						
arbustos sprinkler	0,625	0,625	0,625	0,625	0,625	0,625
misto sprinkler	0,625	0,625	0,625	0,625	0,625	0,625
gramado sprinkler	0,625	0,625	0,625	0,625	0,625	0,625
Área (m²)						
arbustos	112	112	112	112	112	112
misto	363	363	363	363	363	363
gramado	84	84	84	84	84	84
TPWA (m³/mês)						
arbustos	1,2	1,6	1,7	2,0	2,1	2,4
misto	4,8	6,0	6,3	7,8	8,1	9,3
gramado	4,3	5,5	5,8	7,1	7,4	8,5
Subtotal (m³/mês)=	10,3	13,1	13,7	17,0	17,6	20,2

Exemplo 7.3

Dimensionar um reservatório para melhoria da qualidade das águas pluviais **off line** na cidade de Santa Barbara do Oeste no Estado de São Paulo para uma bacia com área de 30.000m² (3ha) sendo que para pré-desenvolvimento tínhamos área impermeável de 10% e para pós-desenvolvimento área impermeável de 60%. A declividade média do talvegue é de 3% (0,03m/m) e o comprimento do mesmo é de 260,00m.

Uma BMP pode ser construída *on line* ou *off line* conforme (Figura 7.3). Quando a BMP for construída no próprio leito do córrego ou do rio é *on line* e quando a mesma é desviada é *off line*. Quando houver o desvio tem que ser construído um regulador de fluxo para desviar a vazão que queremos que vá para a BMP sendo que o restante vai para o rio o córrego.

A escolha deve ser feita pelo projetista e deverão ser avaliadas as vantagens e desvantagens da alternativa adotada.

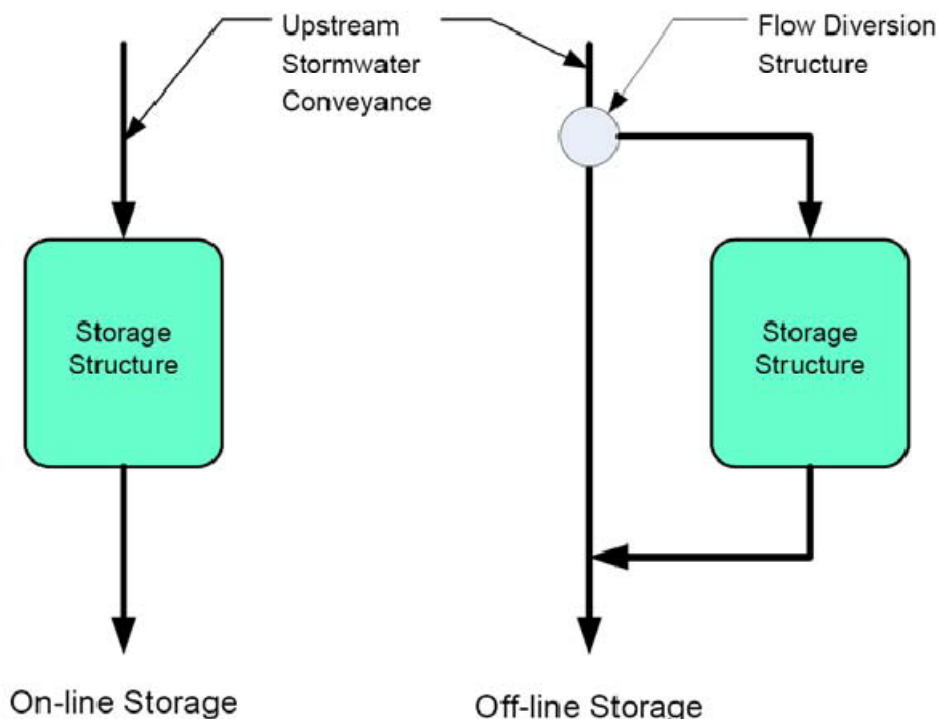


Figura 7.1- Esquema de BMP on line e off line.

Tempo de concentração pela Fórmula da *Federal Aviation Agency* (FAA,1970)

Esta fórmula foi desenvolvida para uso de drenagem em campos de aviação nos Estados Unidos (McCuen, 1998) e foi usada na microdrenagem do Aeroporto Internacional de Guarulhos.

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.

$$tc = 0,69 \cdot (1,1 - C) \cdot L^{0,5} \cdot S^{-0,33} \quad \text{(Equação 7.1)}$$

Sendo:

tc= tempo de concentração (min);

C= coeficiente de *runoff* do método racional

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

S= declividade média (m/m)

Nota: talvegue é o fundo do vale por onde escoam as águas pluviais quando chove ou por onde passa um córrego ou rio.

Coefficiente volumétrico Rv

Vamos calcular o coeficiente volume Rv e fazemos C=Rv para pré e pos desenvolvimento

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

Sendo:

Rv= coeficiente volumétrico (adimensional)

AI=área impermeável (%)

Pré-desenvolvimento

$$AI= 10\%$$

$$Rv= 0,05 +0,009 \times 10= 0,14$$

$$\mathbf{C_{pré}=0,14}$$

Pós-desenvolvimento

$$AI=60\%$$

$$Rv=0,05+0,009 \times 60= 0,59$$

$$\mathbf{C_{pós}=0,59}$$

Tempo de concentração

Pré-desenvolvimento

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

$$C=0,14$$

$$L=260m$$

$$S=0,03m/m$$

$$\mathbf{tc_{pré}= 0,69 \cdot (1,1- 0,14) \cdot 260^{0,5} \cdot 0,03^{-0,33} = 34min}$$

Pós-desenvolvimento

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

$$C=0,59$$

$$L=260m$$

$$S=0,03m/m$$

$$\mathbf{tc_{pós}= 0,69 \cdot (1,1- 0,59) \cdot 260^{0,5} \cdot 0,03^{-0,33} = 18min}$$

O LEED apresenta alguns valores do coeficiente de runoff C do Método Racional.

Tabela 7.9- Coeficientes de runoff conforme LEED existing buildings, 2009

Tipo de superfície	Coeficiente de runoff C	Tipo de superfície	Coeficiente de runoff C
Pavimento asfáltico	0,95	Gramado plano entre 0 a 1% de decl.	0,25
Pavimento concreto	0,95	Gramado médio entre 1% a 3% de decl.	0,35
Pavimento de tijolos	0,85	Gramado alto entre 3% a 10% de decl.	0,40
Pavimento de pedras	0,75	Gramado muito alto >10% de decl.	0,45
Telhado linha de base	0,95	Vegetação plana (0 a 1% de decl.	0,10
Telhado verde < 10cm	0,50	Vegetação média (0 a 1% de decl.	0,20
Telhado verde entre 10cm e 20cm	0,30	Vegetação alta (0 a 1% de decl.	0,25
Telhado verde entre 20cm e 50cm	0,20	Vegetação muito alta (0 a 1% de decl.	0,30
Telhado verde > 50cm	0,10		

Declividade equivalente

Caso haja variação da declividade e no talvegue, calculamos a **declividade equivalente** é obtida da seguinte maneira:

$$j_1= \Delta H_1/L_1$$

$$j_2= \Delta H_1/L_2$$

$$j_3= \Delta H_1/L_3$$

$$P_1= L_1/ j_1^{0,5}$$

$$P_2= L_2/ j_2^{0,5}$$

$$P_3= L_3/ j_3^{0,5}$$

Δh = diferença de nível em metros

L= comprimento em m

$$L= L_1 + L_2 + L_3 + \dots$$

$$\mathbf{S= [L / (P_1+P_2+P_3\dots)]^2}$$

Intensidade de chuva

Em locais onde existe estudo específico reconhecidos utilizar as equações existentes.

Em locais onde não existem equações de intensidade de chuva, podemos usar o programa Pluvio 2.1.

O programa Plúvio 2.1 foi desenvolvido pelo GPRH (Grupo de Pesquisa em Recursos Hídricos) do Departamento de Engenharia Agrícola da Universidade Federal de Viçosa (DEA - UFV) e funciona desde 2005.

O programa PLUVIO2.1 é encontrado no site: www.ufv.br/dea/gprh/software.htm

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

Sendo:

I= intensidade média da chuva (mm/h);

K,a,b,c= parâmetros que depende da localidade

T_r = período de retorno (anos);

t= duração da chuva (min).

Usando o programa Pluvio2.1 para o município de Santa Bárbara do Oeste no Estado de São Paulo encontramos:

Latitude: 22° 45' 13"

Longitude: 47° 24' 49"

K=1912,174

a=0,141

b=19,154

c=0,857

$$I = \frac{1912,174 \cdot T_r^{0,141}}{(t + 19,154)^{0,857}} \quad (\text{mm/h})$$

Para cada localidade acharemos coeficientes K, a, b e c.

O valor de Tr entre 1,5anos e 2anos que escolhemos é Tr=2anos.

$$I = \frac{1912,174 \times 2^{0,141}}{(t + 19,154)^{0,857}} \quad (\text{mm/h})$$

Substituindo o valor de t para t_{pré} e t_{pós} temos:

Pré-desenvolvimento

I_{pré}=69,6mm/h

Pós-desenvolvimento

I_{pós}=94,5mm/h

Método Racional

Para pós-desenvolvimento

Q_{Tr=2anos} = CIA/360 = 0,59 x 94,5 x 3/360 = 0,5m³/s (500L/s)

Como queremos calcular o volume de melhoria das águas pluviais optando pela BMP estar *off line*, então será necessário executar uma caixa separadora para desviar a água.

Volume para melhoria da qualidade das águas pluviais WQv

$$WQv = (P/1000) \times Rv \times A$$

Sendo:

WQv= volume para melhoria da qualidade das águas pluviais (m³)

P= 25mm= *first flush* adotado

Rv= coeficiente volumétrico no pós-desenvolvimento

A= área da bacia de 30.000m²

Então teremos:

$$WQv = (P/1000) \times Rv \times A$$

$$WQv = (25/1000) \times 0,59 \times 30.000 = 443m^3$$

Pré-tratamento

Há necessidade de um pré-tratamento cujo volume é 10% do volume WQv, isto é, 0,1WQv.

Volume para o pré-tratamento= 0,1xWQv=0,1 x 443= 44,3m³

A vazão Qo que vai para a BMP passa primeiramente pela caixa de pré-tratamento que deve ser enchida em 5min (300s).

Qo= 0,1WQv/ (5 x 60) = 44,3/300= 0,15m³/s (150 L/s)

A área da superfície As do pré-tratamento para sedimentação de partículas maiores que

125µm (Pré-tratamento Tomaz, 2009 Austrália) será:

$$As = Qo/0,0139 = 0,15/0,0139 = 10,6m^2$$

L= comprimento (m)

W= largura (m)

$$L = 2 \times W$$

$$L \times W = 10,6$$

$$2W \times W = 10,6$$

$$W = (10,6/2)^{0,5} = 2,3m$$

$$L = 2 \times W = 2 \times 2,3 = 4,6m$$

Volume pré-tratamento = 44,3m³

Profundidade = Volume/ área 44,3m³/10,6m²= 4,17m >> 1,60m

Adoto h=1,60m

Área = Volume/altura=44,3/1,60=28m²

$$W = (28/2)^{0,5} = 3,8m$$

$$L = 2 \times W = 2 \times 3,8 = 7,6m$$

Portanto, o pré-tratamento terá profundidade de 1,60m com 3,8m de largura e 7,6m de comprimento com volume total de 46m³.

Vazão centenária Q₁₀₀

$$I = \frac{1912,174 \times 100^{0,141}}{(t + 19,154)^{0,857}}$$

$$I = \frac{3660,39}{(t + 19,154)^{0,857}}$$

Para o pós-desenvolvimento tpós= 18min

$$I = \frac{3660,39}{(18 + 19,154)^{0,857}} = 165,2 \text{ mm/h}$$

$$Q_{100} = CIA/360 = 0,59 \times 165,2 \times 3/360 = 0,81 \text{ m}^3/\text{s}$$

Caixa separadora de fluxo

Temos que separar o fluxo para a vazão máxima Q_{100} da vazão Q_0 que vai para a BMP.

Há duas formas básicas das caixas separadoras de fluxo a da Figura (7.3) com a divisória e a inferior com o rebaixamento em forma de um poço de visita e a Figura (7.2) em forma de caixa.

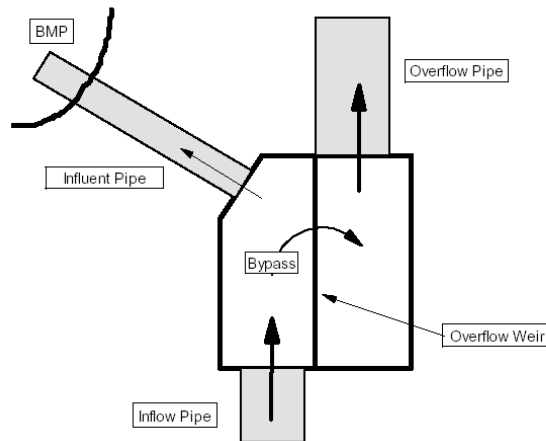


Figura 7.2 - Regulador de fluxo com separação automática, Podemos escolher um destes dois modelos básicos.

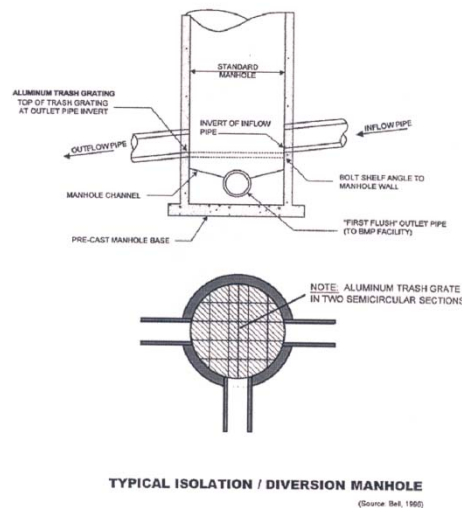


Figura 7.3 - Regulador de fluxo com separação automática, Podemos escolher um destes dois modelos básicos.

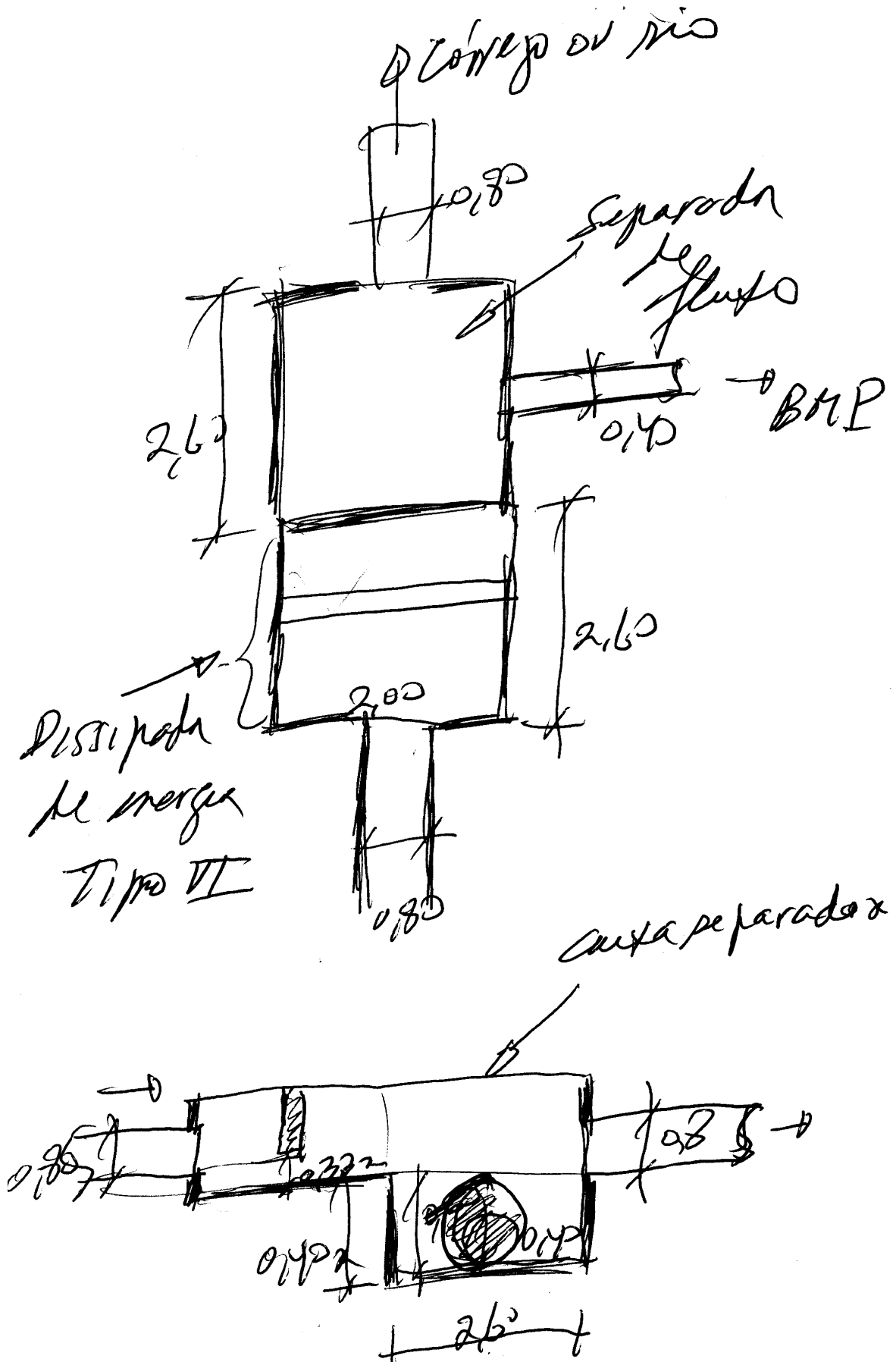


Figura 7.4- Esquema da caixa separadora e dissipador de energia Tipo VI de Peterka

Dimensionamento da tubulação usando a equação de Manning para seção circular plena

O diâmetro a seção plena pode ser dada pela equação abaixo ou pela Tabela (7.10).

$$D = [(Q \cdot n) / (0,312 \cdot S^{0,5})]^{(3/8)}$$

Supondo:

n= 0,015 concreto.

S= declividade da tubulação (m/m)

D= diâmetro (m)

Q= vazão (m³/s)

Tabela 7.10- Vazões em m³/s de tubulações de concreto de acordo com diâmetro interno e declividade da tubulação.

D	0,50%	1,00%	1,50%	2,00%	2,50%	3,00%	3,50%	4,00%	5,00%
(m)	0,005m/m	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

Vamos calcular o diâmetro da tubulação para a vazão Q₀=0,15m³/s. Supomos que a declividade seja de 1,0% e então conforme Tabela (7.9) teremos: D₀=0,40m.

Para o diâmetro correspondente a vazão centenária Q₁₀₀=0,81m³/s supondo que a declividade seja de 0,5% teremos: D₁₀₀=0,80m.

Dimensionamento da altura da água na caixa separadora

A tubulação de vazão Q₀ vai funcionar como um orifício cuja vazão deve ser 0,15m³/s.

Por tentativa fazemos:

Adotando H=1,00m

$$\text{Altura} = 0,40/2 + (1,00 - 0,4) = 0,20 + 0,60 = 0,80$$

$$Q = C_d \times A_o \times (2gh)^{0,5}$$

$$H = 0,80/2 = 0,40\text{m}$$

$$Q = 0,62 \times (\pi \times 0,40 \times 0,40/4) \times (2 \times 9,81 \times 0,40)^{0,5} = 0,22\text{m}^3/\text{s} >> 0,15\text{m}^3/\text{s}$$

Adotamos H=0,90m

$$\text{Altura} = 0,40/2 + (0,90 - 0,4) = 0,20 + 0,50 = 0,70$$

$$H = 0,70/2 = 0,35$$

$$Q = 0,62 \times (\pi \times 0,40 \times 0,40/4) \times (2 \times 9,81 \times 0,35)^{0,5} = 0,20\text{m}^3/\text{s} > 0,15\text{m}^3/\text{s}$$

Adotamos H=0,80m

$$\text{Altura} = 0,40/2 + (0,80 - 0,4) = 0,20 + 0,40 = 0,60$$

$$H = 0,60/2 = 0,30$$

$$Q = 0,62 \times (\pi \times 0,40 \times 0,40/4) \times (2 \times 9,81 \times 0,30)^{0,5} = 0,19\text{m}^3/\text{s} > 0,15\text{m}^3/\text{s}$$

Adotamos H=0,70m

$$\text{Altura} = 0,40/2 + (0,70 - 0,4) = 0,20 + 0,30 = 0,50$$

$$H=0,50/2=0,25$$
$$=0,62 \times (\text{PI} \times 0,40 \times 0,40/4) \times (2 \times 9,81 \times 0,25)^{0,5} = 0,17\text{m}^3/\text{s} > 0,15\text{m}^3/\text{s}$$

Adotamos **H=0,60m**

$$\text{Altura} = 0,40/2 + (0,60 - 0,4) = 0,20 + 0,20 = 0,40$$

$$H=0,40/2=0,20$$

$$Q=0,62 \times (\text{PI} \times 0,40 \times 0,40/4) \times (2 \times 9,81 \times 0,20)^{0,5} = 0,154\text{m}^3/\text{s} \text{ OK}$$

Portanto a altura do rebaixo na caixa separadora será de **0,60m**

Vertedor retangular

No reservatório onde estará o volume WQv, mesmo estando *off line* é recomendável que seja calculado para $T_r=2$ anos. Assim o vertedor será calculado para a vazão $Q_{T_r=2\text{anos}}=0,5\text{m}^3/\text{s}$.

A equação do vertedor é:

$$Q = 1,55 \times L \times H^{1,5}$$

Sendo:

Q= vazão em m^3/s

L= comprimento (m)

H= altura da água no vertedor (m). Aconselhado mínimo de 0,30m.

$$Q = 1,55 \times L \times H^{1,5}$$

$$0,5 = 1,55 \times L \times 0,30^{1,5}$$

$$L = 2,0\text{m}$$

Dimensões de WQv

Profundidade adotada = **1,60m**

$$\text{Área} = \text{Volume/altura} = 443/1,60 = 277\text{m}^2$$

$$W = (277/2)^{0,5} = 12\text{m}$$

$$L = 2 \times W = 2 \times 12 = 24\text{m}$$

Diâmetro do orifício

Para esvaziar em 24h (86.400s) temos:

$$Q_e = WQ_v / 86400 = 443\text{m}^3 / 86.400\text{s} = 0,0051\text{m}^3/\text{s}$$

$$Q = C_d \times A_o \times (2gh)^{0,5}$$

$$h = 1,6\text{m} / 2 = 0,8\text{m}$$

$$0,0051 = 0,62 \times A_o \times (2 \times 9,81 \times 0,8)^{0,5}$$

$$A_o = 0,00207\text{m}^2$$

$$\text{Mas } A_o = \text{PI} \times D^2 / 4$$

$$D = (A_o \times 4 / \text{PI})^{0,5} =$$

$$D = (0,00207 \times 4 / 3,1416)^{0,5} = 0,051\text{m} = 51\text{mm}$$

Adoto **D=50mm OK**

Bacia de dissipação Tipo VI do USBR com método de Peterka, 2005

Vamos usar o método de Peterka, 2005 e observemos novamente que a Tabela (7.11) corresponde às indicações da Figura (7.5). **Não confundir!**

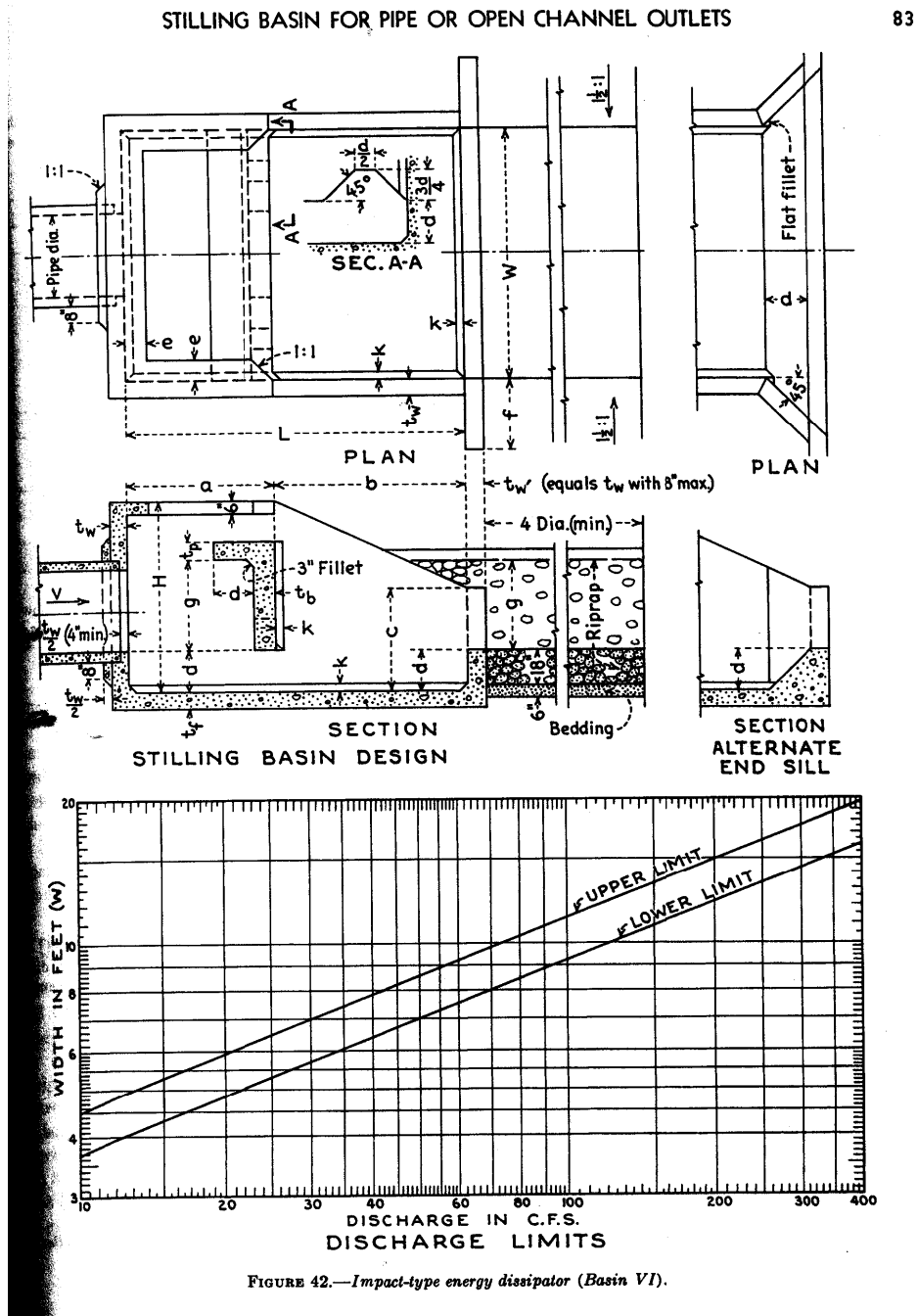


Figura 7.5- Dissipador de energia Tipo VI
 Fonte: Peterka, 2005

Usamos a Tabela (7.11) que foi feita por Peterka, 2005 para velocidade de 3,6m/s da água na entrada.

Tabela 7.11- Dimensões básicas do dissipador de impacto Tipo VI USBR para velocidade de 3,6m/s

Diâmetro (m)	Vazão (m ³ /s)	W (m)	H (m)	L (m)	a (m)	b (m)	c (m)	d (m)	e (m)	f (m)	tw (m)	tf (m)	tp (m)	K (m)	d50 (m)
0,40	0,59	1,7	1,24	2,20	0,83	0,83	0,83	0,28	0,14	0,28	0,15	0,17	0,15	0,08	0,10
0,60	1,08	2,0	1,46	2,60	0,98	0,98	0,98	0,33	0,16	0,33	0,15	0,17	0,15	0,08	0,18
0,80	1,67	2,6	1,91	3,40	1,28	1,28	1,28	0,43	0,21	0,43	0,15	0,17	0,18	0,08	0,22
0,90	2,41	2,9	2,14	3,80	1,43	1,43	1,43	0,48	0,24	0,48	0,18	0,19	0,20	0,08	0,23
1,00	3,25	3,2	2,36	4,20	1,58	1,58	1,58	0,53	0,26	0,53	0,20	0,22	0,23	0,10	0,24
1,20	4,27	3,5	2,59	4,60	1,73	1,73	1,73	0,58	0,29	0,58	0,23	0,24	0,25	0,10	0,27
1,30	5,41	4,1	3,04	5,40	2,03	2,03	2,03	0,68	0,34	0,68	0,25	0,27	0,25	0,10	0,30
1,50	6,68	4,4	3,26	5,80	2,18	2,18	2,18	0,73	0,36	0,73	0,28	0,29	0,28	0,15	0,33
1,80	9,59	5,0	3,71	6,60	2,48	2,48	2,48	0,83	0,41	0,83	0,30	0,32	0,30	0,15	0,36

Como a velocidade normalmente é diferente então temos que fazer que achar o diâmetro equivalente a velocidade de 3,6m/s.

Para o cálculo do diâmetro com a seção plena é necessário

$A=3,1416xD^2/4$ usar a velocidade de 3,6m/s conforme Geórgia, 2005.

$$Q= A \times V$$

$$V= 3,6\text{m/s}$$

$$Q=A \times 3,6$$

$$A=Q/3,6$$

$$Q/3,6=PI \times D^2/4$$

Como temos o valor de Q achamos o valor de D.

Cálculo do dissipador Tipo VI de Peterka, 2005

Calcular uma bacia de dissipação Tipo VI com vazão de um bueiro com 0,81m³/s que vem de um com desnível de h=4,0m. Não interessa se o bueiro é circular, quadrado ou retangular ou outra secção qualquer.

Verifiquemos primeiro a velocidade se não é maior que 9m/s.

Cálculo da velocidade teórica

$$V= (2 \times g \times h)^{0,5}$$

$$h=4,0\text{m}$$

$$V= (2 \times 9,81 \times 4,0)^{0,5}=8,9\text{m/s} < 9\text{m/s OK}$$

$$Q=0,81\text{m}^3/\text{s} < 9,3\text{m}^3/\text{s OK}$$

Diâmetro equivalente para velocidade de 3,6m/s

$$Q= A \times V$$

$$V= 3,6\text{m/s}$$

$$Q=A \times 3,6$$

$$A=Q/3,6=0,81\text{m}^3/\text{s}/3,6=0,225\text{m}^2$$

$$A=PI \times D^2/4$$

$$0,225\text{m}^2=3,1416 \times D^2/4$$

$$D=0,54\text{m}$$

Entrando na Tabela (7.11) com o diâmetro D=0,60m achamos as dimensões que são:

$$W=2,00\text{m}$$

$$H=1,46\text{m}$$

$$L=2,60\text{m}$$

$$a=0,98\text{m}$$

b=0,98m

c=0,98m

d=0,33m

e=0,16m

f=0,33m

tw=0,15m

tf=0,17m

tp=0,15m

K=0,08m

d₅₀=0,18m

As rochas para o *rip-rap* deverão ter 0,18m de diâmetro. No caso não vamos colocar o *rip-rap*, pois logo em seguida temos a caixa separadora de fluxo conforme Figura (7.2).

Proteção contra entupimentos

Com o objetivo de proteção contra entupimentos podemos usar dispositivos conforme Figura (7.6).



Figura 7.6- Orifício com grade de proteção contra entupimento

Custo de construção

O custo de construção varia de US\$ 18/m³ a US\$ 35/m³. Brown e Schueler, 1987 fizeram a seguinte equação para reservatório de detenção estendido.

$$C = 186 V^{0,76}$$

Sendo:

C= custo em US\$

V= volume do reservatório de detenção estendido (m³)

Temos o custo anual de manutenção que é de 6% e o custo do projeto e contingências que é de 30% do custo da obra.

A altura do nível de água para o volume WQv é 1,60m e considerando que temos 0,30m de altura do vertedor para Q₁₀₀ e considerando a borda livre de 0,50m teremos:

$$1,60m + 0,30m + 0,50m = 2,40m$$

Portanto, a altura da escavação é 2,40m e sendo 12m de largura por 24m de comprimento, teremos o volume de:

$$V = 12 \times 24 \times 2,40 = 691m^3$$

O custo será:

$$C = 186 V^{0,76}$$

$$C = 186 \times 691^{0,76}$$

$$C = \text{US\$ } 26.762,00$$

Considerando custos de contingências (projetos e custos não esperados) de 30% teremos:

$$C = 26.762,00 \times 1,30 = \text{US\$ } 34.791,00$$

Custo do pré-tratamento = 0,1 x US\$ 34.791,00 = US\$ 3.479,00

Custo total = US\$ 34.791,00 + US\$ 3.479,00 = US\$ 38.270. Não incluso dissipador de energia.

O custo de manutenção e operação anual é de 6%, isto é, 0,06 x US\$ 38.270 = US\$ 2296,00/ano.

Exemplo 7.4 MODELO

Dimensionar um reservatório *in line* para melhoria da qualidade das águas pluviais e detenção de enchentes na cidade de Santa Bárbara do Oeste no Estado de São Paulo para uma bacia com área de 30.000m² (3ha) sendo que para pré-desenvolvimento tínhamos área impermeável de 10% e para pós-desenvolvimento área impermeável de 60%. A declividade média do talvegue é de 3% (0,03m/m) e o comprimento do mesmo é de 260,00m.

Trata-se de um **reservatório de detenção estendido**.

Segundo o LEED um reservatório de detenção estendido removerá 80% de TSS (sólidos totais em suspensão).

Tempo de concentração pela Fórmula da *Federal Aviation Agency* (FAA,1970)

Esta fórmula foi desenvolvida para uso de drenagem em campos de aviação nos Estados Unidos (McCuen,1998) e foi usada na microdrenagem do Aeroporto Internacional de Guarulhos.

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.

$$tc = 0,69 \cdot (1,1 - C) \cdot L^{0,5} \cdot S^{-0,33} \quad \text{(Equação 7.1)}$$

Sendo:

tc= tempo de concentração (min);

C= coeficiente de *runoff* do método racional

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

S= declividade média (m/m)

Coeficiente volumétrico Rv

Vamos calcular o coeficiente volume Rv e fazemos C=Rv para pré e pos desenvolvimento

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

Sendo:

Rv= coeficiente volumétrico (adimensional)

AI=área impermeável (%)

Pré-desenvolvimento

AI= 10%

Rv= 0,05 + 0,009 x 10= 0,14

Cpré=0,14

Pós-desenvolvimento

AI=60%

Rv=0,05+0,009x 60= 0,59

Cpós=0,59

Tempo de concentração

Pré-desenvolvimento

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

C=0,14

L=260m

S=0,03m/m

tc pré= 0,69 . (1,1- 0,14). 260^{0,5} . 0,03^{-0,33} = **34min**

Pós-desenvolvimento

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

C=0,59

L=260m

S=0,03m/m

tc pós= 0,69 . (1,1- 0,59). 260^{0,5} . 0,03^{-0,33} = **18min**

Intensidade de chuva

O programa Plúvio 2.1 foi desenvolvido pelo GPRH (Grupo de Pesquisa em Recursos Hídricos) do Departamento de Engenharia Agrícola da Universidade Federal de Viçosa (DEA - UFV) e funciona desde 2005.

O programa PLUVIO2.1 é encontrado no site: www.ufv.br/dea/gprh/software.htm

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

Sendo:

I= intensidade média da chuva (mm/h);

K,a,b,c= parâmetros que depende da localidade

T_r= período de retorno (anos);

t= duração da chuva (min).

Usando o programa Pluvio2.1 para o município de Santa Bárbara do Oeste no Estado de São Paulo encontramos:

Latitude: 22° 45' 13"

Longitude: 47° 24' 49"

K=1912,174

a=0,141

b=19,154

c=0,857

$$I = \frac{1912,174 \cdot T_r^{0,141}}{(t + 19,154)^{0,857}} \quad (\text{mm/h})$$

Para cada localidade acharemos coeficientes K, a, b e c.

O valor de Tr entre 1,5anos e 2anos que escolhemos é Tr=2anos.

$$I = \frac{1912,174 \times 2^{0,141}}{(t + 19,154)^{0,857}} \quad (\text{mm/h})$$

Substituindo o valor de t para t_{pré} e t_{pós} temos:

Pré-desenvolvimento

I_{pré}=69,6mm/h

Pós-desenvolvimento

I_{pós}=94,5mm/h

Método Racional

Para pré-desenvolvimento

Q_{Tr}=CIA/360 = 0,14 x 69,6 x 3/360= 0,08m³/s

Para pós-desenvolvimento

$$Q_{Tr}=2\text{anos}= CIA/360 = 0,59 \times 94,5 \times 3/360= 0,5\text{m}^3/\text{s}$$

Volume para melhoria da qualidade das águas pluviais WQv

Usaremos a teoria de Schueler, 1987 onde o first flush adotado corresponde a 90% das precipitações que produzem runoff e que ocasionará depósito de 80% de TSS (sólidos totais em suspensão).

$$\mathbf{WQv= (P/1000) \times Rv \times A}$$

Sendo:

WQv= volume para melhoria da qualidade das águas pluviais (m³)

P= 25mm= *first flush*.

Segundo o LEED quando não temos dados locais podemos adotar os seguintes valores do first flush:

P=25mm em locais de climas úmidos

P= 19mm em locais de climas semi-áridos

P= 13mm valor mínimo a ser adotado

Para a Região Metropolitana de São Paulo pode ser adotado P=25mm conforme estudos feitos por Tomaz, 2006.

Rv= 0,05+0,009 x AI = coeficiente volumétrico no pós-desenvolvimento

AI= área impermeável em porcentagem

A= área da bacia de 30.000m²

Então teremos:

$$\mathbf{WQv= (P/1000) \times Rv \times A}$$

$$\mathbf{WQv= (25/1000) \times 0,59 \times 30.000= 443\text{m}^3}$$

Volume necessário no Estado de São Paulo

Para o Estado de São Paulo conforme Lei 12.526/07 temos:

$$\mathbf{V=0,15 \times Ai \times IP \times t}$$

Sendo:

V= volume em m³

Ai= área impermeável em m²

IP= índice pluviométrico =0,06m/h

t= tempo de duração da chuva=1h

$$\mathbf{V=0,15 \times Ai \times IP \times t}$$

$$V=0,15 \times (30000 \times 0,60) \times 0,06 \times 1= 162\text{m}^3$$

Portanto, para atender a legislação paulista precisamos que o volume de retenção seja no mínimo de 162m³.

É importante salientar que os municípios podem ter alterações para o cálculo do volume.

Assim em Guarulhos usa-se 6 L/m² de área de terreno e neste caso teremos:

$$30.000\text{m}^2 \times 6 \text{ L/m}^2= 180.000 \text{ Litros}= 180\text{m}^3$$

Vazão centenária

$$I = \frac{1912,174 \times 100^{0,141}}{(t + 19,154)^{0,857}}$$

$$I = \frac{3660,39}{(t + 19,154)^{0,857}}$$

Para o pós-desenvolvimento tpós= 18min

$$I = \frac{3660,39}{(18 + 19,154)^{0,857}} = 165,2 \text{ mm/h}$$

$$Q_{100} = CIA/360 = 0,59 \times 165,2 \times 3/360 = \mathbf{0,81 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Dimensionamento da tubulação usando a equação de Manning para seção circular plena
O diâmetro a seção plena pode ser dada pela equação abaixo ou pela Tabela (7.12).

$$\mathbf{D = [(Q \cdot n) / (0,312 \cdot S^{0,5})]^{(3/8)}}$$

Supondo:

n= 0,015 concreto.

S= declividade da tubulação (m/m)

D= diâmetro (m)

Q= vazão (m³/s)

Tabela 7.12- Vazões em m³/s de tubulações de concreto de acordo com diâmetro interno e declividade da tubulação.

D (m)	0,50% 0,005m/m	1,00% 0,01	1,50% 0,015	2,00% 0,02	2,50% 0,025	3,00% 0,03	3,50% 0,035	4,00% 0,04	5,00% 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

Para o diâmetro correspondente a vazão centenária $Q_{100}=0,81 \text{ m}^3/\text{s}$ supondo que a declividade seja de 0,5% teremos: $D_{100}=0,80 \text{ m}$.

Vertedor retangular

O vertedor será calculado para a vazão $Q_{100}=0,81 \text{ m}^3/\text{s}$.

A equação do vertedor é:

$$\mathbf{Q = 1,55 \times L \times H^{1,5}}$$

Sendo:

Q= vazão em m³/s

L= comprimento (m)

H= altura da água no vertedor (m). Aconselhado mínimo de 0,30m.

$$\mathbf{Q = 1,55 \times L \times H^{1,5}}$$

$$\mathbf{0,81 = 1,55 \times L \times 0,30^{1,5}}$$

$$\mathbf{L = 3,24 \text{ m}}$$

Volume de detenção

Pelo método racional o volume de detenção será:

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

$$t_b = 3 \times t_{c_{\text{pós}}} = 3 \times 18 = 54 \text{ min}$$

$$Q_{\text{pré}} = 0,08 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{pós}} = 0,5 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$T_r = 1,87 \text{ anos}$$

O LEED recomenda que quando a área impermeável for menor ou igual a 50% devemos fazer um reservatório que passe no máximo a vazão de pré-dimensionamento. Mas se a área impermeável for maior que 50%, como é o nosso caso então a vazão de pré-dimensionamento deverá ser 25% menor, ou seja, devemos multiplicar a vazão de pré-dimensionamento por $(1 - 0,25) = 0,75$ e teremos:

Como $AI = 60\% > 50\%$ então:

$$Q_{\text{pre}} = 0,08 \times 0,75 = 0,06 \text{ m}^3/\text{s}$$

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

$$Vs = 0,5 \times (0,5 - 0,06) \times 54 \times 60 = 713 \text{ m}^3$$

Portanto, o volume de detenção para período de retorno de 1,87 anos é de 713 m^3 , que é maior que o volume $WQ_v = 443 \text{ m}^3$.

Adotamos então volume de 713 m^3 que deverá ser esvaziado em 24h para melhorar a qualidade das águas pluviais e evitar erosão a jusante.

É importante salientar que o volume WQ_v para melhoria da qualidade das águas pluviais precisa de esvaziamento em 24h e que o volume de detenção para evitar erosão a jusante também deve ser detido em 24h.

Dimensões de Vs

$$\text{Profundidade adotada} = 1,60 \text{ m}$$

$$\text{Área} = \text{Volume/altura} = 713/1,60 = 446 \text{ m}^2$$

$$W = (446/2)^{0,5} = 15 \text{ m}$$

$$L = 2 \times W = 2 \times 15 = 30 \text{ m}$$

Portanto, o reservatório terá 15m de largura por 30m de comprimento e altura do nível de água de 1,60m.

Diâmetro do orifício

Para esvaziar em 24h (86.400s) temos:

$$Q_e = Vs / 86400 = 713 \text{ m}^3 / 86.400 \text{ s} = 0,0083 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = C_d \times A_o \times (2gh)^{0,5}$$

$$h = 1,6 \text{ m} / 2 = 0,8 \text{ m}$$

$$0,0083 = 0,62 \times A_o \times (2 \times 9,81 \times 0,8)^{0,5}$$

$$0,0083 = 2,46 \times A_o$$

$$A_o = 0,0034 \text{ m}^2$$

$$\text{Mas } A_o = \text{PI} \times D^2 / 4$$

$$D = (A_o \times 4 / \text{PI})^{0,5} =$$

$$D = (0,0034 \times 4 / 3,1416)^{0,5} = 0,066 \text{ m} = 66 \text{ mm}$$

$$\text{Adoto } D = 75 \text{ mm OK}$$

Tempo de esvaziamento

O tempo de esvaziamento é dado pela equação:

$$t = [2 \cdot A_s \cdot (y_1^{0,5} - y_2^{0,5})] / [C_d \cdot A_o \cdot (2g)^{0,5}]$$

O tempo de esvaziamento mínimo adotado é de 24h e não poderá ser mais de 72h (3dias) devido ao problema de aparecimento de mosquitos. Ao se adotar, por exemplo, um tempo de esvaziamento de 3dias, teremos tubulação de diâmetro muito reduzido que fatalmente conduzirá a entupimento, daí adotarmos que o esvaziamento deverá ser de no mínimo 24h.

Medidas do reservatório:: 15m x 30m

Área da superfície = $A_s = 15m \times 30m = 450m^2$

$C_d = 0,62$

$y_2 = 0$

$A_o = \pi \times D^2 / 4 = 3,1416 \times 0,075^2 / 4 = 0,0044m^2$

$$t = [2 \cdot A_s \cdot (y_1^{0,5} - y_2^{0,5})] / [C_d \cdot A_o \cdot (2g)^{0,5}]$$

$$t = [2 \times 450 \times y_1^{0,5}] / [0,62 \times 0,0044 \cdot (2g)^{0,5}]$$

$t = 900 y_1^{0,5} / 0,012$

$y_1 = 1,60m$

$t_{wQV} = 900 \times 1,6^{0,5} / 0,012 = 94868ss = 26h > 24h \text{ OK}$

Bacia de dissipação Tipo VI do USBR com método de Peterka, 2005

Vamos usar o método de Peterka, 2005 e observemos novamente que a Tabela (713) corresponde às indicações da Figura (7.7). **Não confundir!**

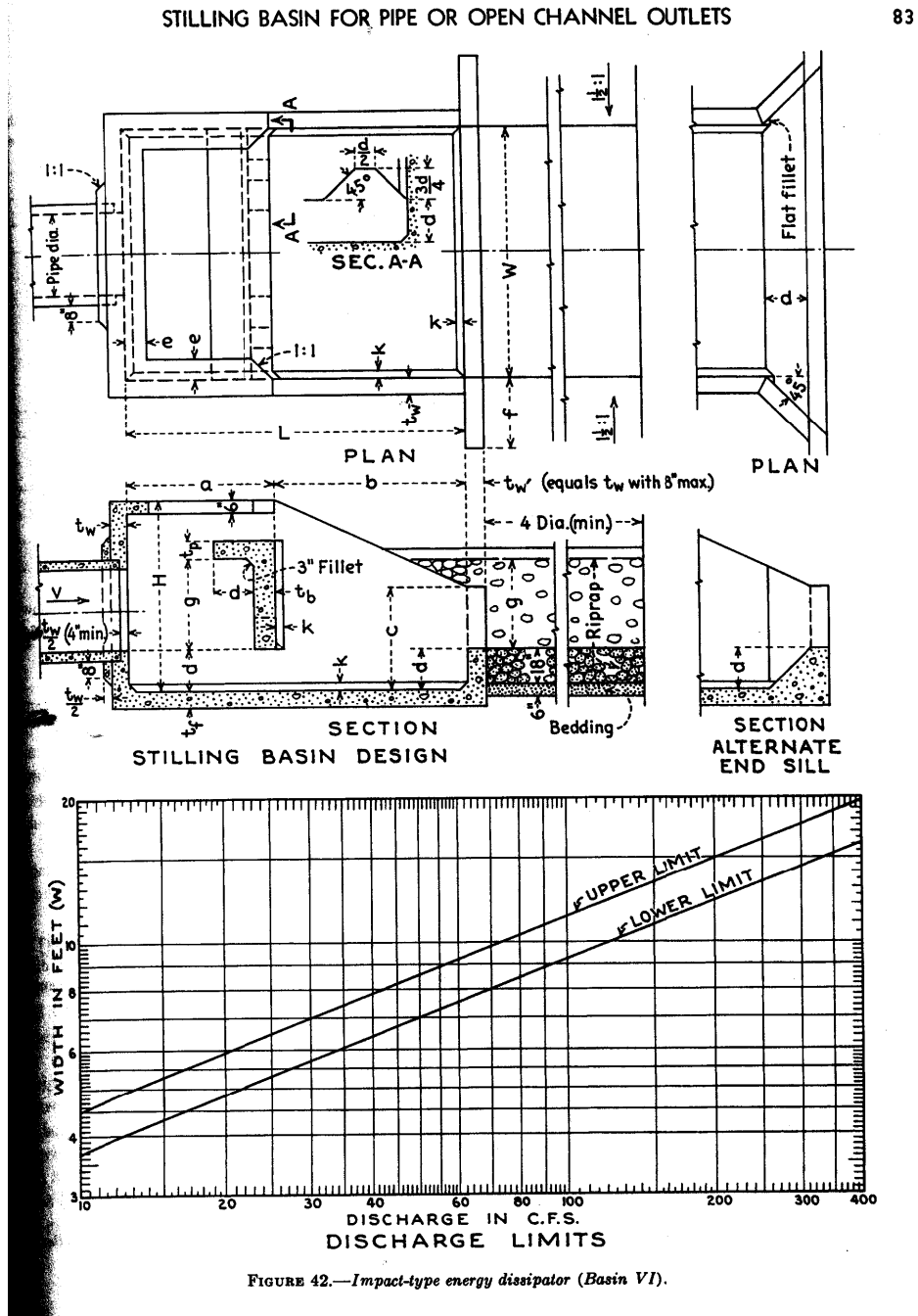


Figura 7.7- Dissipador de energia Tipo VI
 Fonte: Peterka, 2005

Usamos a Tabela (7.13) que foi feita por Peterka, 2005 para velocidade de 3,6m/s da água na entrada.

Tabela 7.13- Dimensões básicas do dissipador de impacto Tipo VI USBR para velocidade de 3,6m/s

Diâmetro (m)	Vazão (m ³ /s)	W (m)	H (m)	L (m)	a (m)	b (m)	c (m)	d (m)	e (m)	f (m)	tw (m)	tf (m)	tp (m)	K (m)	d50 (m)
0,40	0,59	1,7	1,24	2,20	0,83	0,83	0,83	0,28	0,14	0,28	0,15	0,17	0,15	0,08	0,10
0,60	1,08	2,0	1,46	2,60	0,98	0,98	0,98	0,33	0,16	0,33	0,15	0,17	0,15	0,08	0,18
0,80	1,67	2,6	1,91	3,40	1,28	1,28	1,28	0,43	0,21	0,43	0,15	0,17	0,18	0,08	0,22
0,90	2,41	2,9	2,14	3,80	1,43	1,43	1,43	0,48	0,24	0,48	0,18	0,19	0,20	0,08	0,23
1,00	3,25	3,2	2,36	4,20	1,58	1,58	1,58	0,53	0,26	0,53	0,20	0,22	0,23	0,10	0,24
1,20	4,27	3,5	2,59	4,60	1,73	1,73	1,73	0,58	0,29	0,58	0,23	0,24	0,25	0,10	0,27
1,30	5,41	4,1	3,04	5,40	2,03	2,03	2,03	0,68	0,34	0,68	0,25	0,27	0,25	0,10	0,30
1,50	6,68	4,4	3,26	5,80	2,18	2,18	2,18	0,73	0,36	0,73	0,28	0,29	0,28	0,15	0,33
1,80	9,59	5,0	3,71	6,60	2,48	2,48	2,48	0,83	0,41	0,83	0,30	0,32	0,30	0,15	0,36

Como a velocidade normalmente é diferente então temos que fazer que achar o diâmetro equivalente a velocidade de 3,6m/s.

Para o cálculo do diâmetro com a seção plena é necessário

$A=3,1416xD^2/4$ usar a velocidade de 3,6m/s conforme Geórgia, 2005.

$$Q= A \times V$$

$$V= 3,6\text{m/s}$$

$$Q=A \times 3,6$$

$$A=Q/3,6$$

$$Q/3,6=PI \times D^2/4$$

Como temos o valor de Q achamos o valor de D.

Cálculo do dissipador Tipo VI de Peterka, 2005

Calcular uma bacia de dissipação Tipo VI com vazão de um bueiro com 0,81m³/s que vem de um com desnível de h=4,0m. Não interessa se o bueiro é circular, quadrado ou retangular ou outra secção qualquer.

Verifiquemos primeiro a velocidade se não é maior que 9m/s.

Cálculo da velocidade teórica

$$V= (2 \times g \times h)^{0,5}$$

$$h=4,0\text{m}$$

$$V= (2 \times 9,81 \times 4,0)^{0,5}=8,9\text{m/s} < 9\text{m/s OK}$$

$$Q=0,81\text{m}^3/\text{s} < 9,3\text{m}^3/\text{s OK}$$

$$0,3\text{m}^3/\text{s} < Q < 9,3\text{m}^3/\text{s}$$

Diâmetro equivalente para velocidade de 3,6m/s

$$Q= A \times V$$

$$V= 3,6\text{m/s}$$

$$Q=A \times 3,6$$

$$A=Q/3,6=0,81\text{m}^3/\text{s}/3,6=0,225\text{m}^2$$

$$A=PI \times D^2/4$$

$$0,225\text{m}^2=3,1416 \times D^2/4$$

$$D=0,54\text{m}$$

Entrando na Tabela (7.6) com o diâmetro D=0,60m achamos as dimensões que são:

$$W=2,00\text{m}$$

$$H=1,46\text{m}$$

$L=2,60\text{m}$

$a=0,98\text{m}$

$b=0,98\text{m}$

$c=0,98\text{m}$

$d=0,33\text{m}$

$e=0,16\text{m}$

$f=0,33\text{m}$

$tw=0,15\text{m}$

$tf=0,17\text{m}$

$tp=0,15\text{m}$

$K=0,08\text{m}$

$d_{50}=0,18\text{m}$

As rochas para o *rip-rap* deverão ter 0,18m de diâmetro.

Proteção contra entupimentos

Com o objetivo de proteção contra entupimentos podemos usar dispositivos conforme Figura (7.8).



Figura 7.8- Orifício com grade de proteção contra entupimento

Exemplo 7.5

Dimensionar um reservatório para melhoria da qualidade das águas pluviais *off line* na cidade de Santa Barbara do Oeste no Estado de São Paulo para uma bacia com área de 2.000m² (0,2 ha) sendo que para pré-desenvolvimento tínhamos área impermeável de 10% e para pós-desenvolvimento área impermeável de 60%. A declividade média do talvegue é de 3% (0,03m/m) e o comprimento do mesmo é de 64,00m.

Tempo de concentração pela Fórmula da *Federal Aviation Agency* (FAA,1970)

Esta fórmula foi desenvolvida para uso de drenagem em campos de aviação nos Estados Unidos (McCuen,1998) e foi usada na microdrenagem do Aeroporto Internacional de Guarulhos.

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.

$$tc = 0,69 \cdot (1,1 - C) \cdot L^{0,5} \cdot S^{-0,33} \quad \text{(Equação 7.1)}$$

Sendo:

tc= tempo de concentração (min);

C= coeficiente de *runoff* do método racional

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

S= declividade média (m/m)

Coeficiente volumétrico Rv

Vamos calcular o coeficiente volume Rv e fazemos C=Rv para pré e pos desenvolvimento

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

Sendo:

Rv= coeficiente volumétrico (adimensional)

AI=área impermeável (%)

Pré-desenvolvimento

AI= 10%

Rv= 0,05 + 0,009 x 10= 0,14

$$C_{pré} = 0,14$$

Pós-desenvolvimento

AI=60%

Rv=0,05+0,009x 60= 0,59

$$C_{pós} = 0,59$$

Tempo de concentração

Pré-desenvolvimento

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

C=0,14

L=64m

S=0,03m/m

$$tc \text{ pré} = 0,69 \cdot (1,1 - 0,14) \cdot 64^{0,5} \cdot 0,03^{-0,33} = 17 \text{min}$$

Pós-desenvolvimento

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

C=0,59

L=64m

S=0,03m/m

$$tc \text{ pós} = 0,69 \cdot (1,1 - 0,59) \cdot 64^{0,5} \cdot 0,03^{-0,33} = 9 \text{min}$$

Intensidade de chuva

O programa Plúvio 2.1 foi desenvolvido pelo GPRH (Grupo de Pesquisa em Recursos Hídricos) do Departamento de Engenharia Agrícola da Universidade Federal de Viçosa (DEA - UFV) e funciona desde 2005.

O programa PLUVIO2.1 é encontrado no site: www.ufv.br/dea/gprh/software.htm

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

Sendo:

I= intensidade média da chuva (mm/h);

K,a,b,c= parâmetros que depende da localidade

T_r= período de retorno (anos);

t= duração da chuva (min).

Usando o programa Pluvio2.1 para o município de Santa Bárbara do Oeste no Estado de São Paulo encontramos:

Latitude: 22° 45' 13"

Longitude: 47° 24' 49"

K=1912,174

a=0,141

b=19,154

c=0,857

$$I = \frac{1912,174 \cdot T_r^{0,141}}{(t + 19,154)^{0,857}} \quad (\text{mm/h})$$

Para cada localidade acharemos coeficientes K, a, b e c.

O valor de Tr entre 1,5anos e 2 anos que escolhemos é Tr=2anos.

$$I = \frac{1912,174 \times 2^{0,141}}{(t + 19,154)^{0,857}} \quad (\text{mm/h})$$

Substituindo o valor de t para t_{pré} e t_{pós} temos:

Pré-desenvolvimento

I_{pré}=96,5mm/h

Pós-desenvolvimento

I_{pós}=119,6mm/h

Método Racional

Para pós-desenvolvimento

Q_{Tr=2anos} = CIA/360 = 0,59 x 119,6 x 0,2/360 = 0,039m³/s (39 L/s)

Como queremos calcular o volume de melhoria das águas pluviais optando pela BMP estar *off line*, então será necessário executar uma caixa separadora para desviar a água.

Volume para melhoria da qualidade das águas pluviais WQ_v

$$WQ_v = (P/1000) \times R_v \times A$$

Sendo:

WQ_v = volume para melhoria da qualidade das águas pluviais (m^3)

$P = 25mm = first\ flush$ adotado

R_v = coeficiente volumétrico no pós-desenvolvimento

A = área da bacia de $2.000m^2$

Então teremos:

$$WQ_v = (P/1000) \times R_v \times A$$

$$WQ_v = (25/1000) \times 0,59 \times 2.000 = 30m^3$$

Pré-tratamento

Há necessidade de um pré-tratamento cujo volume é 10% do volume WQ_v , isto é, $0,1WQ_v$.

Volume para o pré-tratamento = $0,1 \times WQ_v = 0,1 \times 30 = 3,0m^3$

A vazão Q_0 que vai para a BMP passa primeiramente pela caixa de pré-tratamento que deve ser enchida em 5min (300s).

$Q_0 = 0,1WQ_v / (5 \times 60) = 3,0/300 = 0,01m^3/s$ (10 L/s)

A área da superfície do pré-tratamento para sedimentação de partículas maiores que $125\mu m$ será:

$$A_s = Q_0 / 0,0139 = 0,01 / 0,0139 = 0,72m^2$$

L = comprimento (m)

W = largura (m)

$$L = 2 \times W$$

$$L \times W = 0,72$$

$$2W \times W = 0,72$$

$$W = (0,72/2)^{0,5} = 0,6m$$

$$L = 2 \times W = 2 \times 0,6 = 1,2m$$

Volume pré-tratamento = $3,0m^3$

Profundidade = Volume/área = $3,0m^3 / 0,72m^2 = 4,17m \gg 1,60m$

Adoto $h = 1,60m$

Área = Volume/altura = $3,0 / 1,60 = 1,9m^2$

$$W = (1,9/2)^{0,5} = 0,97m = 1,00$$

$$L = 2 \times W = 2 \times 1,00 = 2,00m$$

Portanto, o pré-tratamento terá profundidade de $1,60m$ com $1,00m$ de largura e $2,0m$ de comprimento com volume total de $3,2m^3$.

Vazão centenária

$$I = \frac{1912,174 \times 100^{0,141}}{(t + 19,154)^{0,857}}$$

$$I = \frac{3660,39}{(t + 19,154)^{0,857}}$$

Para o pós-desenvolvimento $t_{pós} = 9min$

$$I = \frac{3660,39}{(9 + 19,154)^{0,857}} = 209,5mm/h$$

$$Q_{100} = CIA/360 = 0,59 \times 209,5 \times 0,2/360 = \mathbf{0,07\text{m}^3/\text{s}}$$

Caixa separadora de fluxo

Temos que separar o fluxo para a vazão máxima Q_{100} da vazão Q_0 que vai para a BMP. Conforme Figura (7.9) podemos observar que há duas formas básicas das caixas separadoras de fluxo. Escolhemos a Figura (7.9) na parte inferior.

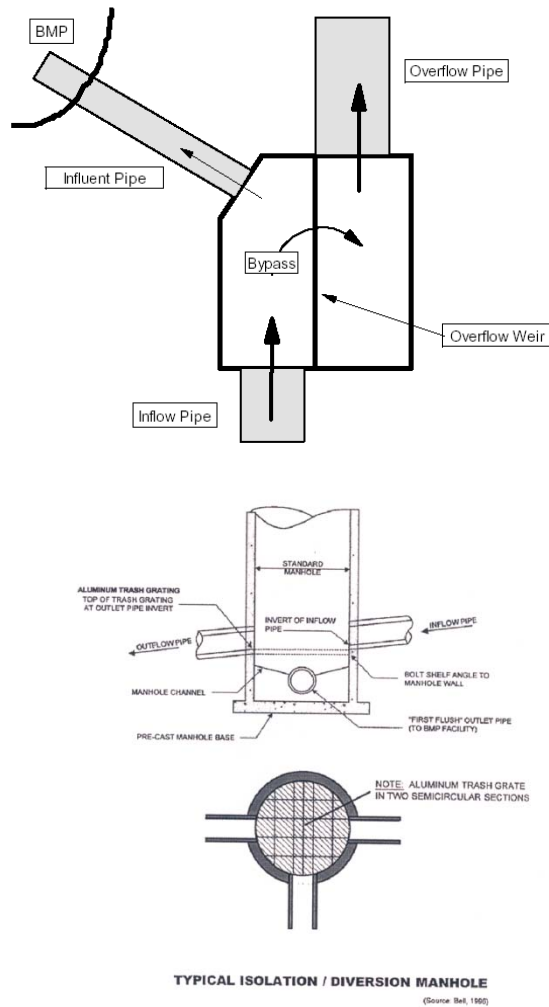


Figura 7.9 - Regulador de fluxo com separação automática, Podemos escolher um destes dois modelos básicos.

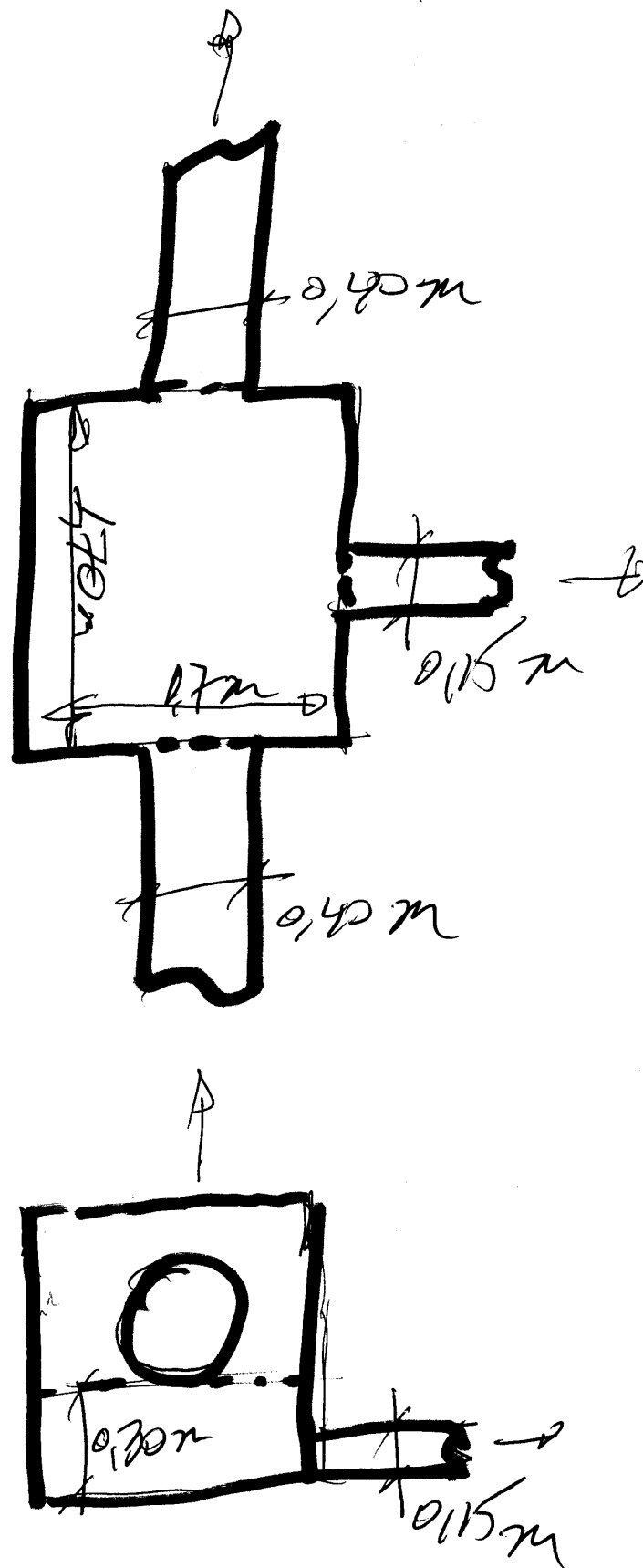


Figura 7.10- Esquema da caixa separadora e dissipador de energia Tipo VI de Peterka

Dimensionamento da tubulação usando a equação de Manning para seção circular plena

O diâmetro a seção plena pode ser dada pela equação abaixo ou pela Tabela (7.14).

$$D = [(Q \cdot n) / (0,312 \cdot S^{0,5})]^{(3/8)}$$

Supondo:

n= 0,015 concreto.

S=declividade da tubulação (m/m)

D= diâmetro (m)

Q= vazão (m³/s)

Tabela 7.14- Vazões em m³/s de tubulações de concreto de acordo com diâmetro interno e declividade da tubulação.

D	0,50%	1,00%	1,50%	2,00%	2,50%	3,00%	3,50%	4,00%	5,00%
(m)	0,005m/m	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

Vamos calcular o diâmetro da tubulação para a vazão Q₀=0,01m³/s. Supomos que a declividade seja de 1,0% e então conforme Tabela (7.14 teremos: D₀=0,15m (mínimo adotado).

Para o diâmetro correspondente a vazão centenária Q₁₀₀=0,07m³/s supondo que a declividade seja de 0,5% teremos: D₁₀₀=0,40m.

Dimensionamento da altura da água na caixa separadora

A tubulação de vazão Q₀ vai funcionar como um orifício cuja vazão deve ser Q₀=0,01m³/s.

Por tentativa fazemos:

Adotando H=1,00m

$$\text{Altura} = 0,15/2 + (1,00 - 0,15) = 0,925\text{m}$$

$$Q = C_d \times A_o \times (2gh)^{0,5}$$

$$H = 0,925/2 = 0,463\text{m}$$

$$Q = 0,62 \times (\text{PI} \times 0,15 \times 0,15/4) \times (2 \times 9,81 \times 0,463)^{0,5} = 0,03\text{m}^3/\text{s} \gg 0,01\text{m}^3/\text{s}$$

Adotamos **H=0,40m**

$$\text{Altura} = 0,15/2 + (0,40 - 0,15) = 0,325\text{m}$$

$$H = 0,325/2 = 0,1625\text{m}$$

$$Q = 0,62 \times (\text{PI} \times 0,15 \times 0,15/4) \times (2 \times 9,81 \times 0,1625)^{0,5} = 0,02\text{m}^3/\text{s}$$

Adotamos **H=0,30m**

$$\text{Altura} = 0,15/2 + (0,30 - 0,15) = 0,225\text{m}$$

$$H = 0,225/2 = 0,1125\text{m}$$

$$Q = 0,62 \times (\text{PI} \times 0,15 \times 0,15/4) \times (2 \times 9,81 \times 0,1125)^{0,5} = 0,016\text{m}^3/\text{s} > 0,01\text{m}^3/\text{s} \text{ OK}$$

Portanto a altura da divisória na caixa separadora será de **0,30m**

Vertedor retangular

No reservatório onde estará o volume WQ_v , mesmo estando *off line* é recomendável que seja calculado para $Tr=1,87$ anos. Assim o vertedor será calculado para a vazão $Q_{Tr=1,87anos}=0,039m^3/s$.

A equação do vertedor é:

$$Q = 1,55 \times L \times H^{1,5}$$

Sendo:

Q= vazão em m^3/s

L= comprimento (m)

H= altura da água no vertedor (m).

$$Q = 1,55 \times L \times H^{1,5}$$
$$0,039 = 1,55 \times L \times 0,10^{1,5}$$
$$L = 0,8m$$

Dimensões de WQ_v

Profundidade adotada = **1,00m**

Área = Volume/altura = $30/1,00 = 30m^2$

$W = (30/2)^{0,5} = 4,0m$

$L = 2 \times W = 2 \times 4 = 8m$

Diâmetro do orifício

Para esvaziar em 24h (86.400s) temos:

$Q_e = WQ_v / 86400 = 30m^3 / 86.400s = 0,00035m^3/s$

$Q = C_d \times A_o \times (2gh)^{0,5}$

$h = 1,0m / 2 = 0,5m$

$0,00035 = 0,62 \times A_o \times (2 \times 9,81 \times 0,50)^{0,5}$

$A_o = 0,00018m^2$

Mas $A_o = \pi \times D^2 / 4$

$D = (A_o \times 4 / \pi)^{0,5} =$

$D = (0,00018 \times 4 / 3,1416)^{0,5} = 0,015m = 15mm$

Adoto **D=20mm OK**

Proteção contra entupimentos

Com o objetivo de proteção contra entupimentos podemos usar dispositivos conforme Figura (7.11).



Figura 7.11- Orifício com grade de proteção contra entupimento

Exemplo 7.5- Usando Hidrociclone para área de bacia com 2.000m²

Dimensionar um reservatório para melhoria da qualidade das águas pluviais *off line* na cidade de Santa Barbara do Oeste no Estado de São Paulo para uma bacia com área de 2.000m² (0,2 ha) sendo que para pré-desenvolvimento tínhamos área impermeável de 10% e para pós-desenvolvimento área impermeável de 60%. A declividade média do talvegue é de 3% (0,03m/m) e o comprimento do mesmo é de 64,00m.

Tempo de concentração pela Fórmula da *Federal Aviation Agency* (FAA,1970)

Esta fórmula foi desenvolvida para uso de drenagem em campos de aviação nos Estados Unidos (McCuen,1998) e foi usada na microdrenagem do Aeroporto Internacional de Guarulhos.

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.

$$tc = 0,69 \cdot (1,1 - C) \cdot L^{0,5} \cdot S^{-0,33} \quad \text{(Equação 7.1)}$$

Sendo:

tc= tempo de concentração (min);

C= coeficiente de *runoff* do método racional

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

S= declividade média (m/m)

Coefficiente volumétrico Rv

Vamos calcular o coeficiente volume Rv e fazermos C=Rv para pré e pos desenvolvimento

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

Sendo:

Rv= coeficiente volumétrico (adimensional)

AI=área impermeável (%)

Pré-desenvolvimento

AI= 10%

Rv= 0,05 +0,009 x 10= 0,14

$$C_{pré} = 0,14$$

Pós-desenvolvimento

AI=60%

Rv=0,05+0,009x 60= 0,59

$$C_{pós} = 0,59$$

Tempo de concentração

Pré-desenvolvimento

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

C=0,14

L=64m

S=0,03m/m

$$tc \text{ pré} = 0,69 \cdot (1,1 - 0,14) \cdot 64^{0,5} \cdot 0,03^{-0,33} = 17 \text{min}$$

Pós-desenvolvimento

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

C=0,59

L=64m

S=0,03m/m

$$tc \text{ pós} = 0,69 \cdot (1,1 - 0,59) \cdot 64^{0,5} \cdot 0,03^{-0,33} = 9 \text{min}$$

Intensidade de chuva

O programa Plúvio 2.1 foi desenvolvido pelo GPRH (Grupo de Pesquisa em Recursos Hídricos) do Departamento de Engenharia Agrícola da Universidade Federal de Viçosa (DEA - UFV) e funciona desde 2005.

O programa PLUVIO2.1 é encontrado no site: www.ufv.br/dea/gprh/software.htm

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

Sendo:

I= intensidade média da chuva (mm/h);

K,a,b,c= parâmetros que depende da localidade

T_r= período de retorno (anos);

t= duração da chuva (min).

Usando o programa Pluvio2.1 para o município de Santa Bárbara do Oeste no Estado de São Paulo encontramos:

Latitude: 22° 45' 13"

Longitude: 47° 24' 49"

K=1912,174

a=0,141

b=19,154

c=0,857

$$I = \frac{1912,174 \cdot T_r^{0,141}}{(t + 19,154)^{0,857}} \quad (\text{mm/h})$$

Para cada localidade acharemos coeficientes K, a, b e c.

O valor de Tr entre 1 e 2 que escolhemos é Tr=2anos.

$$I = \frac{1912,174 \times 2^{0,141}}{(t + 19,154)^{0,857}} \quad (\text{mm/h})$$

Substituindo o valor de t para t_{pré} e t_{pós} temos:

Pré-desenvolvimento

I_{pré}=96,5mm/h

Pós-desenvolvimento

I_{pós}=119,6mm/h

Método Racional

Para pós-desenvolvimento

Q_{Tr}=2anos= CIA/360 = 0,59 x 119,6 x 0,2/360= 0,039m³/s (39L/s)

Como queremos calcular o volume de melhoria das águas pluviais optando pela BMP estar *off line*, então será necessário executar uma caixa separadora para desviar a água.

Volume para melhoria da qualidade das águas pluviais WQv

$$\text{WQv} = (P/1000) \times R_v \times A$$

Sendo:

WQv= volume para melhoria da qualidade das águas pluviais (m³)

P= 25mm= *first flush* adotado

Rv= coeficiente volumétrico no pós-desenvolvimento

A= área da bacia de 2.000m²

Então teremos:

$$WQv = (P/1000) \times Rv \times A$$

$$WQv = (25/1000) \times 0,59 \times 2.000 = 30m^3$$

Hidroclones

Existem equipamentos já vendidos no Brasil para a retirada do *first flush* que são os **hidroclones** que atendem cada unidade para vazões de 31 L/s a 713 L/s.

Os hidroclones são separadores hidrodinâmicos que possuem de entrada tangencial e atendem a remoção de 80% dos sólidos totais em suspensão (TSS) exigidos pela teoria de Schueler, 1987. Os hidroclones são baseados na separação através da formação do vórtex e que através deste podemos aumentar a força gravitacional (aceleração centrífuga) e facilitar a separação dos sólidos conforme firma *Acqua Systems*. Ainda possuem a vantagem de menor ocupação de espaço e facilidade de instalação.

Da vazão total uma parte vai para o hidroclone e a outra vai diretamente para o rio ou córrego mais próximo. O critério para achar a vazão que vai para o hidroclone é:

$$Qo = 0,1WQv / (5\text{min} \times 60\text{s}) = 3,0m^3 / 300\text{s} = 0,01m^3/\text{s} \text{ (10 L/s)}$$

Portanto, vai para o hidroclone a vazão de 10 L/s após passar na caixa reguladora de fluxo.

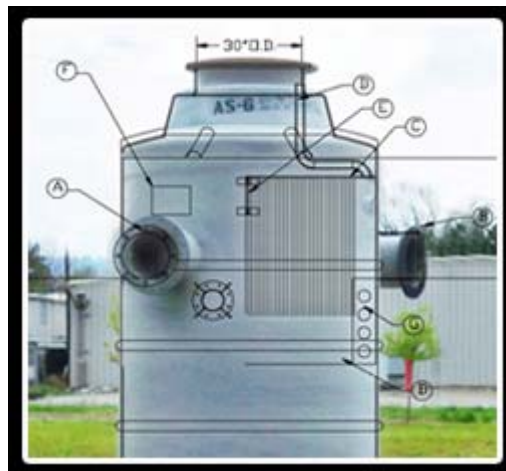


Figura 7.12- Hidroclone *Aqua-Swirl* fornecido pela firma *Acqua Systems* do Brasil com capacidade até 31 L/s e custa aproximadamente US\$ 12.000.

Aqua-Swirl™ Sizing Chart (Metric)

Aqua-Swirl™ Model	Swirl Chamber Diameter (mm.)	Maximum Stub-Out Pipe Outer Diameter (mm.)		Water Quality Treatment Flow ² (L/s)	Oil/Debris Storage Capacity (L)	Sediment Storage Capacity (m ³)
		On/Offline	CFD ¹			
AS-2	762	203	305	31	140	0.3
AS-3	991	254	406	51	416	0.6
AS-4	1295	305	457	91	719	0.9
AS-5	1524	305	610	125	1022	1.3
AS-6	1829	356	762	178	1476	1.8
AS-7	2134	406	914	243	2044	2.6
AS-8	2438	457	1067	317	2687	3.3
AS-9	2743	508	1219	402	3444	4.1
AS-10	3048	559	1219	495	4277	5.1
AS-12	3658	610	1219	713	6427	7.7
AS-XX*	Custom	--	--	>713	--	--

¹Higher water quality treatment flow rates can be designed with multiple swirls.

Figura 7.13- Dimensionamento do Aqua-Swirl

Podemos ver na Figura (7.13) que são fabricados hidrociclones com capacidade de tratamento de 31 L/s até 713 L/s.

Vazão centenária

$$I = \frac{1912,174 \times 100^{0,141}}{(t + 19,154)^{0,857}}$$

$$I = \frac{3660,39}{(t + 19,154)^{0,857}}$$

Para o pós-desenvolvimento $t_{pós} = 9 \text{ min}$

$$I = \frac{3660,39}{(9 + 19,154)^{0,857}} = 209,5 \text{ mm/h}$$

$$Q_{100} = CIA/360 = 0,59 \times 209,5 \times 0,2/360 = 0,07 \text{ m}^3/\text{s}$$

Caixa separadora de fluxo

Temos que separar o fluxo para a vazão máxima Q_{100} da vazão Q_0 que vai para a BMP. Conforme Figura (7.14) podemos observar que há duas formas básicas das caixas separadoras de fluxo. Escolhemos a Figura (7.14) na parte inferior.

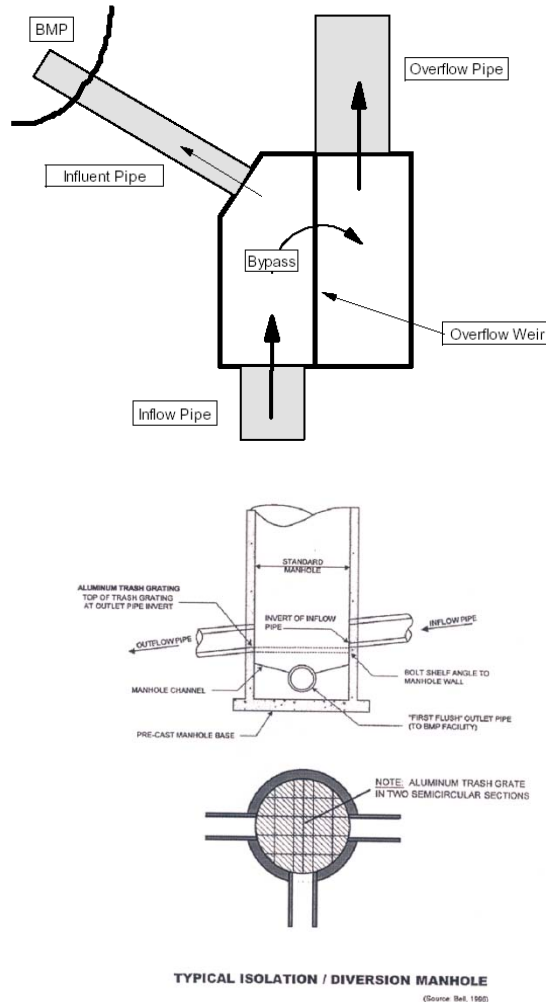


Figura 7.14 - Regulador de fluxo com separação automática, Podemos escolher um destes dois modelos básicos.

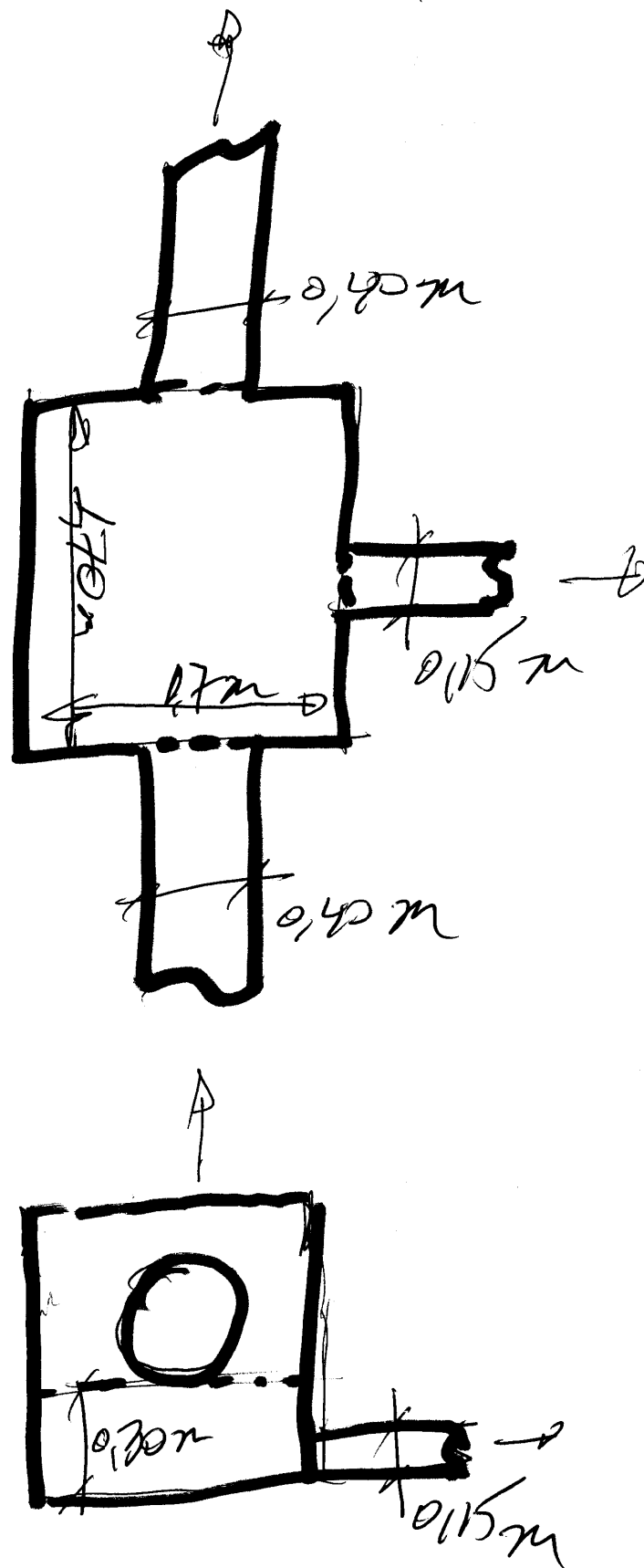


Figura 7.15- Esquema da caixa separadora

Dimensionamento da tubulação usando a equação de Manning para seção circular plena

O diâmetro a seção plena pode ser dada pela equação abaixo ou pela Tabela (7.15).

$$D = [(Q \cdot n) / (0,312 \cdot S^{0,5})]^{(3/8)}$$

Supondo:

n= 0,015 concreto.

S=declividade da tubulação (m/m)

D= diâmetro (m)

Q= vazão (m³/s)

Tabela 7.15- Vazões em m³/s de tubulações de concreto de acordo com diâmetro interno e declividade da tubulação.

D	0,50%	1,00%	1,50%	2,00%	2,50%	3,00%	3,50%	4,00%	5,00%
(m)	0,005m/m	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

Vamos calcular o diâmetro da tubulação para a vazão Q₀=0,01m³/s. Supomos que a declividade seja de 1,0% e então conforme Tabela (7.15) teremos: D₀=0,15m (mínimo adotado).

Para o diâmetro correspondente a vazão centenária Q₁₀₀=0,07m³/s supondo que a declividade seja de 0,5% teremos: D₁₀₀=0,40m.

Dimensionamento da altura da água na caixa separadora

A tubulação de vazão Q₀ vai funcionar como um orifício cuja vazão deve ser Q₀=0,01m³/s.

Por tentativa fazemos:

Adotando H=1,00m

$$\text{Altura} = 0,15/2 + (1,00 - 0,15) = 0,925\text{m}$$

$$Q = C_d \times A_o \times (2gh)^{0,5}$$

$$H = 0,925/2 = 0,463\text{m}$$

$$Q = 0,62 \times (\text{PI} \times 0,15 \times 0,15/4) \times (2 \times 9,81 \times 0,463)^{0,5} = 0,03\text{m}^3/\text{s} \gg 0,01\text{m}^3/\text{s}$$

Adotamos **H=0,40m**

$$\text{Altura} = 0,15/2 + (0,40 - 0,15) = 0,325\text{m}$$

$$H = 0,325/2 = 0,1625\text{m}$$

$$Q = 0,62 \times (\text{PI} \times 0,15 \times 0,15/4) \times (2 \times 9,81 \times 0,1625)^{0,5} = 0,02\text{m}^3/\text{s}$$

Adotamos **H=0,30m**

$$\text{Altura} = 0,15/2 + (0,30 - 0,15) = 0,225\text{m}$$

$$H = 0,225/2 = 0,1125\text{m}$$

$$Q = 0,62 \times (\text{PI} \times 0,15 \times 0,15/4) \times (2 \times 9,81 \times 0,1125)^{0,5} = 0,016\text{m}^3/\text{s} > 0,01\text{m}^3/\text{s} \text{ OK}$$

7.8 Custos

Vamos passar algumas informações sobre custos.

Tabela 7.16-Estimativa dos preços unitários médios

Serviços	Unidade	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	36,00 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 armaaduras)	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 EPU&P, 1995*

Tabela 7.17-Composição do custo US\$/m das tubulações (dez ano 2001 1US\$ = R\$ 2,40)

Item	Custo unitário US\$	Diâmetro			
		0,4m US\$/m	0,6m US\$/m	0,8m US\$/m	1,0m US\$/m
Remoção de pavimento asfáltico (m ²)	90,4	9,5	12,2	14,9	17,6
Escavação (m ³)	6,1	3,8	6,0	8,7	11,9
Remoção (m ³)	2,1	1,3	2,1	3,0	4,1
Escoramento (m ²)	5,0	8,9	10,9	12,9	14,9
Reaterro (m ³)	1,8	0,6	0,8	0,9	1,1
Radier (m ³)	110,2	15,4	19,8	24,3	28,7
PV (unidade)	145,8	3,6	3,6	3,6	3,6
Tampão (unidade e por metro)	83,3	2,1	2,1	2,1	2,1
Boca de lobo (unidade e por metro)	104,2	5,2	5,2	5,2	5,2
Assentamento galeria (m)		3,5	5,8	12,6	18,9
Fornecimento galeria (m)		15,8	26,7	32,9	66,7
Custo parcial		70,1	95,4	121,4	175,1
Perdas (10%)		7,0	9,5	12,1	17,5
Custo (m)		77,1	105,0	133,6	192,6

Fonte: Plano Diretor de Drenagem Urbana de Caxias do Sul, Tucci, 2001.

7.9 Vazão que chega até o pré-tratamento usando o Método TR-55 do SCS

O objetivo é o cálculo do número da curva CN dada a precipitação P e a chuva excedente Q.

De modo geral a obtenção de CN se deve a obras *off-line*. Obtemos o valor de CN e continuamos a fazer outros cálculos.

Os valores de P, Q, S estão milímetros.

$$Q = \frac{(P - 0,2S)^2}{(P + 0,8S)} \quad \text{válida quando } P > 0,2 S \quad \text{(Equação 7.3)}$$

$$\text{sendo } S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad \text{(Equação 7.4)}$$

Dada as Equações (7.3) e (7.4). São dados os valores de Q e de P. Temos então duas equações onde precisamos eliminar o valor S, obtendo somente o que nos interessa, isto é, o valor do número da curva CN.

Pitt, 1994 in Estado da Geórgia, 2001 achou a seguinte equação utilizando NRCS TR-55,1986 adaptado para P e Q em milímetros.

$$CN = 1000 / [10 + 0,197.P + 0,394.Q - 10 (0,0016Q^2 + 0,0019 .Q.P)^{0,5}] \quad \text{Equação (7.5)}$$

Exemplo 7.6

Seja um reservatório de qualidade da água com $t_c=11$ min, área impermeável de 70% e *first flush* P=25mm e Área =2ha. Calcular a vazão separadora para melhoria de qualidade das águas pluviais WQv.

Coefficiente volumétrico Rv

$$R_v = 0,05 + 0,009 \times AI = 0,05 + 0,009 \times 70 = 0,68 \text{ (adimensional)}$$

$$Q = P \cdot R_v = 25\text{mm} \times 0,68 = 17\text{mm}$$

Vamos calcular o número da curva CN usando a Equação de Pitt

$$CN = 1000 / [10 + 0,197.P + 0,394.Q - 10 (0,0016Q^2 + 0,0019 .Q.P)^{0,5}]$$

$$CN = 1000 / [10 + 0,197 \times 25 + 0,394 \times 17 - 10 (0,0016 \times 17^2 + 0,0019 \times 17 \times 25)^{0,5}]$$

$$CN = 96,6$$

Vamos calcular a vazão usando o método SCS – TR-55

$$S = 25400 / CN - 254 = 25400 / 96,6 - 254 = 9\text{mm}$$

Usa-se a simplificação de $Q=P \times R_v$, que produz o volume do reservatório para qualidade da água em mm.

$$Q = P \times R_v = 25\text{mm} \times 0,68 = 17\text{mm} = 1,7\text{cm} \text{ (notar que colocamos em cm)}$$

$$I_a = 0,2 S = 0,2 \times 9\text{mm} = 1,8\text{mm}$$

$$I_a/P = 1,8\text{mm}/25\text{mm} = 0,072 \text{ e portanto adotamos } I_a/P = 0,10$$

Escolhendo Chuva Tipo II para o Estado de São Paulo.

$$C_0 = 2,55323$$

$$C_1 = -0,6151$$

$$C_2 = -0,164$$

$t_c = 11$ min = 0,18h (tempo de concentração)

$$\log(Q_u) = C_0 + C_1 \log t_c + C_2 (\log t_c)^2 - 2,366$$

$$\log Q_u = 2,55323 - 0,6151 \log(0,18) - 0,164 [\log(0,18)]^2 - 2,366$$

$$\log Q_u = 0,55$$

$$Q_u = 3,58\text{m}^3/\text{s} / \text{cm} / \text{km}^2 \text{ (pico de descarga unitário)}$$

$$Q_p = Q_u \times A \times Q$$

$$A = 2\text{ha} = 0,02\text{km}^2$$

$$Q=1,7\text{cm}$$

$$Q_p = Q_u \times A \times Q \times F_p = 3,58\text{m}^3/\text{s}/\text{cm}/\text{km}^2 \times 0,02\text{km}^2 \times 1,7\text{cm} = \mathbf{0,12\text{m}^3/\text{s}}$$

Portanto, o pico da descarga para o reservatório de qualidade de água, construído *off-line* é de $0,12\text{m}^3/\text{s}$.

Coefficiente volumétrico R_v

$$R_v = 0,05 + 0,009 \times AI = 0,05 + 0,009 \times 70 = 0,68$$

$$WQ_v = (P/1000 / R_v \times A = (25/1000) \times 0,68 \times 2\text{ha} \times 10.000\text{m}^2 = 340\text{m}^3$$

$$A_s = Q_o / 0,0139 = 0,12/0,0139 = 8,6\text{ m}^2$$

$$V_1 = 0,12 \times 5\text{min} \times 60\text{s} = 39\text{m}^3$$

$$\text{Mas } V_2 = 0,1 \times WQ_v = 0,1 \times 340\text{m}^3 = 34\text{m}^3$$

Adoto o maior volume entre 34m^3 e 39m^3 , isto é, $V = 39\text{m}^3$

$$D = \text{Profundidade} = \text{Volume} / \text{área } A_s = 39\text{m}^3 / 8,6\text{m}^2 = 4,53\text{m} \text{ Muito alto}$$

Adotamos então $D = 1,60\text{m}$

$$D = V / A_s = 1,60 = 39 / A_s$$

$$A_s = 39 / 1,6 = 24,4\text{m}^2. \text{ Adotamos } 25\text{m}^2$$

Adoto profundidade mínima $D = 1,6\text{m}$ conforme recomenda Urbonas, 1993.

$W =$ largura (m)

$L =$ Comprimento (m)

$$L/W = 3 \quad W = L/3$$

$$W \times L = 25\text{m}^2$$

$$L/3 \times L = L^2 = 25 \times 3 = 75$$

$$L = 8,70\text{m}$$

$$\text{Mas } W = L/3 = 8,7/3 = 2,90\text{m}$$

Dimensões:

$$W = \text{Largura} = 3,00\text{m}$$

$$L = \text{Comprimento} = 9,00\text{m}$$

$$D = \text{Profundidade} = 1,60\text{m}$$

Verificações:

Velocidade ao longo da caixa de pré-tratamento = $V =$ espaço / tempo

Portanto tempo = espaço / velocidade

$$Q = S \times V$$

$$V = Q/S = 0,12 / (1,60 \times 3,00) = 0,025\text{m/s} < \mathbf{0,25\text{m/s OK}}$$

$$\text{Tempo} = 9,00\text{m} / 0,025 = 360\text{s} = 6,0\text{min} > 5\text{min} \mathbf{OK.}$$

Exemplo 7.7

Num estudo para achar o volume do reservatório para qualidade da água WQ_v é necessário calcular a vazão Q_w referente a aquele WQ_v . Seja uma área de 20ha, sendo 10ha de área impermeável. Considere que o *first flush* seja $P = 25\text{mm}$.

$$\text{Porcentagem impermeabilizada} = (10\text{ha} / 20\text{ha}) \times 100 = 50\%$$

Coefficiente volumétrico R_v

$$R_v = 0,05 + 0,009 \times AI = 0,05 + 0,009 \times 50 = 0,50 \text{ (adimensional)}$$

$$Q = P \cdot R_v = 25\text{mm} \times 0,50 = 13\text{mm}$$

Vamos calcular o número da curva CN usando a Equação (7.5) de Pitt.

$$CN = 1000 / [10 + 0,197 \cdot P + 0,394 \cdot Q - 10 (0,0016Q^2 + 0,0019 \cdot Q \cdot P)^{0,5}]$$

$$CN = 1000 / [10 + 0,197 \times 25 + 0,394 \times 13 - 10 (0,0016 \times 13^2 + 0,0019 \times 13 \times 25)^{0,5}]$$

$$CN = 93,8$$

Portanto, o valor é $CN = 93,8$.

Valores de CN em função da precipitação P usando a Equação de Pitt

Na Tabela (7.17) estão os valores do número da curva CN em função da precipitação P e da área impermeável.

Exemplo 7.8

Achar o número da curva CN para P=25mm e área impermeável de 70%.

Entrando na Tabela (7.18) com P e AI achamos CN=96,6.

Tabela 7.18 – Valores de CN em função da precipitação P usando a Equação de Pitt

P mm	Área impermeável em porcentagem							
	10	20	30	40	50	60	70	80
13	90,6	92,9	94,4	95,7	96,7	97,5	98,2	98,8
14	90,0	92,3	94,0	95,4	96,4	97,3	98,1	98,7
15	89,3	91,8	93,6	95,0	96,2	97,1	97,9	98,6
16	88,7	91,3	93,2	94,7	95,9	96,9	97,8	98,5
17	88,1	90,9	92,9	94,4	95,7	96,7	97,6	98,4
18	87,5	90,4	92,5	94,1	95,4	96,6	97,5	98,4
19	86,8	89,9	92,1	93,8	95,2	96,4	97,4	98,3
20	86,2	89,4	91,7	93,5	95,0	96,2	97,2	98,2
21	85,7	88,9	91,3	93,2	94,7	96,0	97,1	98,1
22	85,1	88,5	90,9	92,9	94,5	95,8	97,0	98,0
23	84,5	88,0	90,6	92,6	94,2	95,6	96,8	97,9
24	83,9	87,6	90,2	92,3	94,0	95,5	96,7	97,8
25	83,4	87,1	89,8	92,0	93,8	95,3	96,6	97,7
26	82,8	86,7	89,5	91,7	93,5	95,1	96,4	97,6
27	82,3	86,2	89,1	91,4	93,3	94,9	96,3	97,6
28	81,8	85,8	88,8	91,1	93,1	94,7	96,2	97,5
29	81,2	85,3	88,4	90,8	92,8	94,6	96,1	97,4
30	80,7	84,9	88,0	90,5	92,6	94,4	95,9	97,3

Vamos explicar junto com um exemplo abaixo.

Exemplo 7.9

Seja bacia com $t_c=11$ min, área impermeável de 70% e *first flush* P=25mm e área =50ha.

Coefficiente volumétrico R_v

$$R_v = 0,05 + 0,009 \times AI = 0,05 + 0,009 \times 70 = 0,68 \text{ (adimensional)}$$

$$Q = P \cdot R_v = 25\text{mm} \times 0,68 = 17\text{mm}$$

Vamos calcular o número da curva CN usando a Equação de Pitt.

$$CN = 1000 / [10 + 0,197 \cdot P + 0,3925 \cdot Q - 10 (0,0016Q^2 + 0,0019 \cdot Q \cdot P)^{0,5}]$$

$$CN = 1000 / [10 + 0,197 \times 25 + 0,394 \times 17 - 10 (0,0016 \times 17^2 + 0,0019 \times 17 \times 25)^{0,5}]$$

$$CN = 96,6$$

Vamos calcular a vazão usando SCS – TR-55

$$S = 25400 / CN - 254 = 25400 / 96,6 - 254 = 9\text{mm}$$

Usa-se a simplificação de $Q=P \times R_v$, que produz o volume do reservatório para qualidade da água em mm.

$$Q = P \times R_v = 25\text{mm} \times 0,68 = 17\text{mm} = 1,7\text{cm} \text{ (notar que colocamos em cm)}$$

$$I_a = 0,2 S = 0,2 \times 9\text{mm} = 1,8\text{mm}$$

$$I_a/P = 1,8\text{mm}/25\text{mm} = 0,072 \text{ e portanto adotamos } I_a/P = 0,10$$

Escolhendo Chuva Tipo II para a Região Metropolitana de São Paulo.

$$C_0 = 2,55323$$

$$C_1 = -0,6151$$

$$C_2 = -0,164$$

$$t_c = 11\text{min} = 0,18\text{h} \text{ (tempo de concentração)}$$

$$\log(Q_u) = C_0 + C_1 \log t_c + C_2 (\log t_c)^2 - 2,366$$

$$\begin{aligned}\log Q_u &= 2,55323 - 0,61512 \log (0,18) - 0,16403 [\log (0,18)]^2 - 2,366 \\ \log (Q_u) &= 0,5281 \\ Q_u &= 3,27 \text{m}^3/\text{s} / \text{cm} / \text{km}^2 \text{ (pico de descarga unitário)} \\ Q_p &= Q_u \times A \times Q \\ A &= 50 \text{ha} = 0,5 \text{km}^2 \\ F_p &= 1,00 \\ Q_p &= Q_u \times A \times Q \times F_p = 3,37 \text{m}^3/\text{s}/\text{cm}/\text{km}^2 \times 0,5 \text{km}^2 \times 1,7 \text{cm} \times 1,00 = \mathbf{2,87 \text{m}^3/\text{s}}\end{aligned}$$

Portanto, o pico da descarga para o reservatório de qualidade de água, construído *off-line* é de $2,87 \text{m}^3/\text{s}$.

7.10 Método usando o tempo de permanência 5min para calcular Q_o

Vamos mostrar com um exemplo.

Exemplo 7.10

Seja um reservatório de qualidade da água e *first flush* $P=25\text{mm}$, $AI=70$ e $A=50\text{ha}$.
Coeficiente volumétrico R_v
 $R_v = 0,05 + 0,009 \times AI = 0,05 + 0,009 \times 70 = 0,68$ (adimensional)
 $WQ_v = (P/1000) \times R_v \times A = (25/1000) \times 0,68 \times 50\text{ha} \times 10000\text{m}^2 = 8500\text{m}^3$
 $Q_o = 0,1 WQ_v / (5\text{min} \times 60\text{s}) = (0,1 \times 8500\text{m}^3) / (5 \times 60) = 850\text{m}^3 / 300\text{s} = \mathbf{2,83 \text{m}^3/\text{s}}$

7.11 Cálculo de Q_o usando o método Santa Bárbara

Vamos mostrar com um exemplo.

Exemplo 7.11

Seja uma bacia com *first flush* $P=25\text{mm}$, $AI=70$ e área $=50\text{ha}$ $t_c=11$
Coeficiente volumétrico R_v
 $CN_p = 55$
 $CN_i = 98$
 $CN_w = CN_p (1-f) + 98 \times f$
 $f = 0,70$
 $CN_w = 55 (1-0,70) + 98 \times 0,70 = 85,1$
Usando o método Santa Bárbara para $P=25\text{mm}$, obtemos:
 $Q_o = \mathbf{3,09 \text{m}^3/\text{s}}$

7.12 Vazão relativa ao volume WQ_v que chega até o pré-tratamento usando o Método Racional para áreas $\leq 2\text{ha}$ na RMSF.

Esta é uma estimativa que usa o método Racional e vale somente para áreas menores ou iguais a 2ha e para *first flush* $P=25\text{mm}$.

Em uma determinada bacia o pré-tratamento pode ser construído *in line* ou *off line*, sendo que geralmente é construído *off line*.

$$Q_o = CIA/360$$

Sendo:

Q_o = vazão de pico que chega até o pré-tratamento (m^3/s)

C = coeficiente de *runoff*.

$R_v = C = \mathbf{0,05 + 0,009 \times AI}$

AI = área impermeável (%)

I = intensidade da chuva (mm/h)

A = área da bacia (ha)

$$\mathbf{I = 45,13 \times C + 0,98} \quad P = 25\text{mm (First flush)} \quad A \leq 2\text{ha}$$

Exemplo 7.12

Calcular o tamanho do reservatório destinado ao pré-tratamento de área com 2ha e AI=70%, sendo adotado o *first flush* P=25mm.

Coefficiente volumétrico R_v

$$R_v = 0,05 + 0,009 \times AI = 0,05 + 0,009 \times 70 = 0,68$$

$$WQV = (P/1000 / R_v \times A) = (25/1000) \times 0,68 \times 2\text{ha} \times 10.000\text{m}^2 = 340\text{m}^3$$

Vazão de entrada

Uma BMP pode ser construída *in-line* ou *off-line*. Quando for construída *off-line* precisamos calcular a vazão que vai para a BMP.

Usando o método racional.

$$Q_o = CIA/360$$

Sendo:

Q_o = vazão de pico que chega até o pré-tratamento (m^3/s)

C = coeficiente de *runoff*.

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

AI = área impermeável (%)

$$I = \text{intensidade da chuva (mm/h)} = 45,13 \times C + 0,98 = 45,13 \times 0,68 + 0,98 = 32\text{mm/h} \quad (\text{Para } P=25\text{mm})$$

A = área da bacia = 2ha

$$Q = CIA/360$$

$$Q = 0,68 \times 32\text{mm/h} \times 2\text{ha} / 360 = 0,12\text{m}^3/\text{s}$$

Portanto, a vazão de entrada é $0,12\text{m}^3/\text{s}$.

$$A_s = Q_o / 0,0139 \quad \text{para partícula com diâmetro de } 125\mu\text{m}.$$

$$A_s = 0,12 / 0,0139 = 8,6 \text{ m}^2$$

$$V_1 = 5\text{min} \times 60\text{s} \times 0,12\text{m}^3/\text{s} = 36\text{m}^3$$

$$\text{Mas } V_2 = 0,1 \times WQV = 0,1 \times 340\text{m}^3 = 34\text{m}^3$$

Adoto o maior volume, isto é, $V = 36\text{m}^3$

$$D = \text{Profundidade} = \text{Volume} / \text{área } A_s = 36\text{m}^3 / 8,6 \text{ m}^2 = 4,2\text{m} > 3,50\text{m}$$

Adoto profundidade mínima $D = 1,0\text{m}$ conforme recomenda Urbonas, 1993.

$$A_s \times 1,00 = 36$$

$$A_s = 36\text{m}^2$$

W = largura (m)

L = Comprimento (m)

$$L/W = 3 \quad W = L/3$$

$$W \times L = 36\text{m}^2$$

$$L/3 \times L = L^2 = 36 \times 3 = 108$$

$$L = 10,4\text{m}$$

$$\text{Mas } W = L/3 = 10,4/3 = 3,5\text{m}$$

Dimensões:

$$W = \text{Largura} = 3,5\text{m}$$

$$L = \text{Comprimento} = 10,4\text{m}$$

$$D = \text{Profundidade} = 1,00\text{m}$$

Verificações:

Velocidade ao longo da caixa de pré-tratamento = $V = \text{espaço} / \text{tempo}$

Portanto tempo = $\text{espaço} / \text{velocidade}$

$$Q = S \times V$$

$$V = Q/S = 0,12 / (3,5 \times 1,00) = 0,034\text{m/s} < 0,25\text{m/s OK}$$

$$\text{Tempo} = 10,4\text{m} / 0,034 = 306\text{s} = 5,1\text{min} > 5\text{min OK}.$$

7.13 Bibliografia e livros consultados

- LEED 2009. *Green Building operations and maintenance for existing building*. 2009 Edition.
- LEED 2009. *Green Building design and construction*. 2009 Edition.
- SMITH, STEPHEN W. *Landscape irrigation- design and management*. John Wiley & Son, 1997, 227 páginas.
- TOMAZ, PLINIO. *Manejo de águas pluviais*. Livro digital, 2009
- TOMAZ, PLINIO. *Poluição Difusa*, ano 2006
- TOMAZ, PLINIO. *Aproveitamento de água de chuva*, 2003.