

MEMORIAL DESCRITIVO E ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS

PROJETO DE DRENAGEM URBANA

**OBRA: PAVIMENTAÇÃO URBANA E DRENAGEM DE ÁGUAS
PLUVIAIS**

MUNICÍPIO: ARENÁPOLIS/MT

LOCAL / DATA: CUIABÁ – MT / SETEMBRO / 2022

INFORMAÇÕES GERAIS

Pretendente/Consumidor:	Prefeitura Municipal de Arenópolis
Obra.....:	PAVIMENTAÇÃO URBANA E DRENAGEM DE ÁGUAS PLUVIAIS
Localidade	ARENÓPOLIS/MT
Data	SETEMBRO/ 2022
Descrição do Projeto	O presente memorial descritivo tem por objetivo fixar normas específicas para o Projeto de Drenagem de Água Pluviais da Implantação de Pavimentação Asfáltica EM DIVERSAS RUAS, localizado no município de ARENÓPOLIS- MT.

CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O presente memorial descritivo de procedimentos estabelece as condições técnicas mínimas a serem obedecidas na execução das obras e serviços acima citados, fixando, portanto, os parâmetros mínimos a serem atendidos para materiais, serviços e equipamentos, seguindo as normas técnicas da **ABNT** e constituirão parte integrante dos contratos de obras e serviços. A planilha orçamentária descreve os quantitativos, como também valores em consonância com os projetos básicos fornecidos.

CRITÉRIO DE SIMILARIDADE

Todos os materiais a serem empregados na execução dos serviços deverão ser comprovadamente de boa qualidade e satisfazer rigorosamente as especificações a seguir. Todos os serviços serão executados em completa obediência aos princípios de boa técnica, devendo, ainda, satisfazer rigorosamente às Normas Brasileiras.

INTERPRETAÇÃO DE DOCUMENTOS FORNECIDOS À OBRA

No caso de divergências de interpretação entre documentos fornecidos, será obedecida a seguinte ordem de prioridade:

- Em caso de divergências entre esta especificação, a planilha orçamentária e os desenhos/projetos fornecidos, consulte a CENTRAL DE PROJETOS AMM;
- Em caso de divergência entre os projetos de datas diferentes, prevalecerão sempre os mais recentes;
- As cotas dos desenhos prevalecem sobre o desenho (escala);

DRENAGEM URBANA

1. INTRODUÇÃO

O termo Drenagem é empregado na designação das instalações necessárias para escoar o excesso de água, seja em rodovias, na zona rural ou na malha urbana (CETESB, 1980).

A drenagem urbana compreende o conjunto de todas as medidas a serem tomadas que visem à atenuação dos riscos e dos prejuízos decorrentes de inundações aos quais a sociedade está sujeita. O caminho percorrido pela água da chuva sobre uma superfície pode ser topograficamente bem definido, ou não. Após a implantação de uma cidade, o percurso caótico das enxurradas passa a ser determinado pelo traçado das ruas e acaba se comportando, tanto quantitativa como qualitativamente, de maneira bem diferente de seu comportamento original. O estudo do comportamento hidrológico e hidráulico da região irá direcionar o tipo de sistema de drenagem que será adotado, seja superficial, subterrâneo ou ambos de maneira convencional ou não convencional.

As torrentes originadas pela precipitação direta sobre as vias públicas desembocam nas bocas de lobo situadas nas sarjetas. Estas torrentes (somadas à água da rede pública proveniente dos coletores localizados nos pátios e das calhas situadas nos topos das edificações) são escoadas pelas tubulações (CETESB, 1980).

De uma maneira geral, as águas decorrentes da chuva (coletadas nas vias públicas por meio de bocas-de-lobo e descarregadas em condutos subterrâneos) são lançadas em cursos d'água naturais, no oceano, em lagos ou, no caso de solos bastante permeáveis, esparramadas sobre o terreno por onde infiltram no subsolo. A escolha do destino da água pluvial deve ser feita segundo critérios econômicos e também para que não prejudique o local onde receberá a água. De qualquer maneira, é recomendável que o sistema de drenagem seja tal que o percurso da água entre sua origem e seu destino seja o mínimo possível. É conveniente que esta água seja escoada por gravidade (Pompêo, 2001).

Água de chuva não coletada ou coletada em más condições de implantação pode gerar alagamentos, prejuízos para a população em geral, tanto para os que residem no local quanto para os que estão apenas de passagem, além de possíveis riscos para a saúde (CETESB, 1980).

Várias medidas de controle na fonte podem alterar o percurso das águas, influenciando diretamente no comportamento da macro e microdrenagem, podendo ser utilizadas a favor do projeto.

1.1. Generalidades

O presente memorial refere-se ao estudo hidrológico no município de Arenópolis- MT. Drenagem por escoamento superficial, utilizando meio-fio e sarjeta, e drenagem profunda utilizando bocas-de-lobo, caixa de passagem, poços de visita, manilhas de concreto. As ruas contempladas são Rua Pres. João Goulart, Rua Francisco Esídio, Rua Ester F. Pedro, Rua Joaquim Otávio Pereira, Rua Silvano Rodrigues da Silva, Rua Arocildes Basbosa, Rua Sem Nome, Rua Antônio Moreira, Av. Alfredo de Araújo, Rua Pedro Torres, Rua Oscar Josetti, Rua Glicerio Martins Pinto.

As águas coletadas serão encaminhadas para o lançamento em emissário com dissipador de energia nas coordenadas:

DISSIPADORES			
ITEM	LOGRADOURO	COORDENADAS	
1	R. LEONIDAS II	14°27'39.31"S	56°51'30.11"O

2. Estimativa de vazões

De acordo com a IS-203, os métodos de cálculo das vazões de projeto são função da área da bacia de contribuição, devendo ser adotados os limites constantes descrito abaixo:

Área da Bacia	Método de Cálculo
Até 4 Km ²	Racional
Até 4 Km ²	Racional Modificado (DNIT) Áreas Urbanas
2 a 200 Km ²	I-Pai-Wu
4 Km ² a 10 Km ²	Racional com Coeficiente de Retardo
10 Km ² a 2.000 Km ²	Hidrograma Unitário Triangular
200 a 600 km ²	Kokei Uehara
Acima de 2.000 Km ²	Métodos Estatísticos

Para microbacias urbanas, é comumente utilizado o **método racional**, desenvolvido em 1889, para cálculo de descarga máxima de uma enchente de projeto é uma expressão muito simples, relacionando o valor de vazão com a área da bacia, intensidade de chuva e coeficiente de escoamento superficial. No entanto, por sua simplicidade, o método exige a definição de um único parâmetro expressando o comportamento da área na formação do deflúvio, consequentemente reunindo todas as incertezas dos diversos fatores que interferem nesse parâmetro. Contudo, por sua extraordinária simplicidade, esta expressão é dentro todos os métodos de avaliação, o utilizado com maior frequência, não só no Brasil, mas em todo o mundo, principalmente em bacias de pequeno porte ou em áreas urbanas.

Algumas premissas são levadas em consideração pelo método:

- O pico do deflúvio superficial direto, relativo a um dado ponto de projeto, é função do tempo de concentração respectivo, assim como da intensidade de chuva, cuja duração é considerada sendo igual ao tempo de concentração em questão;
- As condições de permeabilidade das superfícies permanecem constantes durante a ocorrência da chuva;
- O pico do deflúvio superficial direto ocorre quando toda a área de drenagem, a montante do ponto de projeto, passa a contribuir ao escoamento.

A fórmula geral do método racional é

$$Q = 0,00278 * C * I * A$$

Onde:

Q = descarga de projeto; em m³/s;

A = área da bacia drenada, em ha;

I = intensidade de precipitação, em mm/h, obtida na curva de frequência-intensidade-duração. O tempo de duração foi tomado igual ao tempo de concentração da bacia;

C = coeficiente de deflúvio

2.1. Áreas de contribuição

Quando se trata de aplicar o método racional a uma seção de um curso d'água em uma bacia, a área de drenagem correspondente a esta seção é a área delimitada pelo divisor topográfico.

A microdrenagem é um sistema no qual o escoamento superficial é organizado para dirigir-se por caminhos (sarjetas, bocas de lobo e galerias) pré-definidos. Os divisores de água devem ser traçados ao longo das quadras e podem tornar-se complexos, devido às correções de topografia, cortes e aterros realizados para as edificações. Na maior parte dos casos, as estimativas de vazões são realizadas em cruzamentos de ruas, considerados como pontos de análise da rede de drenagem.

Assim, deve ser delimitada a área de contribuição a montante de cada um destes pontos de análise. Para contornar a complexidade da análise, considera-se que cada trecho de sarjeta receba as águas pluviais da quadra adjacente, exceto quando a topografia for muito acentuada, impossibilitando esta hipótese (Fugita, 1980)

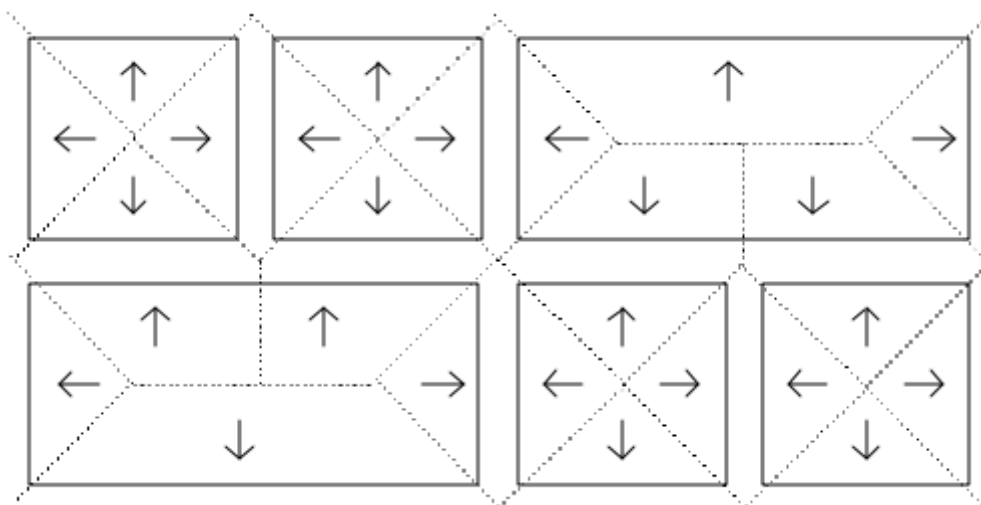


Figura 1 - Subdivisão de quarteirões em áreas contribuintes

2.2. Tempo de concentração

O tempo de concentração (t_c) é o tempo em minutos que leva uma gota de água teórica para ir do ponto mais afastado da bacia até o ponto de concentração ou seção de controle.

De uma forma simplificada, o tempo de concentração pode ser entendido como a soma de dois tempos: o tempo de entrada (t_e) e o tempo de percurso (t_p).

$$T_c = t_p + t_e$$

Onde:

t_p = tempo de percurso – tempo de escoamento dentro da galeria ou canal, calculado pelo Método Cinemático;

t_e = tempo de entrada – tempo gasto pelas chuvas caídas nos pontos mais distantes da bacia para atingirem o primeiro ralo ou seção considerada;

O tempo de entrada (t_e) pode também ser subdividido em parcelas:

$$t_e = t_1 + t_2$$

Onde:

t_1 = tempo de escoamento superficial no talvegue – tempo de escoamento das águas pelo talvegue até alcançar o primeiro ralo ou seção considerada, calculado pela equação de George Ribeiro ou pela equação de Kirpich;

t_2 = tempo de percurso sobre o terreno natural – tempo de escoamento das águas sobre o terreno natural, fora dos sulcos, até alcançar o ponto considerado do talvegue, calculado pela equação de Kerby;

- **George Ribeiro**

A equação proposta por George Ribeiro tem a seguinte forma:

$$t_1 = 16 L_1 / (1,05 - 0,2 p) (100 S_1)^{0,04}$$

Onde:

t_1 = Tempo de escoamento superficial em minutos;

L_1 = Comprimento do talvegue principal, em km;

p = Porcentagem, em decimal, da área da bacia coberta de vegetação;

S_1 = Declividade média do talvegue principal.

- **Kirpich**

A equação de Kirpich é apresentada a seguir:

$$t_1 = 0,39(L^2 / S)^{0,385}$$

Onde:

t_1 = Tempo de escoamento superficial, em h;

L = Comprimento do talvegue, em km;

S = Declividade média do talvegue da bacia, em km

- **Kerby**

A equação de Kerby é adotada para calcular a parcela t_2 , relativa ao percurso no terreno natural até alcançar o talvegue:

$$t_2 = 1,44 [L_2 C_k (1/(S_2)^{0,5})]^{0,47}$$

onde:

t_2 = tempo de percurso sobre o terreno natural, em min;

L_2 = Comprimento do percurso considerado, em m;

C_k = Coeficiente determinado pela tabela 3;

S_2 = Declividade média do terreno;

Tabela 2 - Coeficiente C_k - equação de Kerby

<i>Tipo de superfície</i>	<i>Coefficiente C_k</i>
Lisa e impermeável	0,02
Terreno endurecido e desnudo	0,10
Pasto ralo, terreno cultivado em fileiras e superfície desnuda, moderadamente áspera	0,20
Pasto ou vegetação arbustiva	0,40
Mata de árvores decíduas	0,60
Mata de árvores decíduas tendo o solo recoberto por espessa camada de detritos vegetais	0,80

- **Método Cinemático**

$$t_p = 16,67 \times \sum (L_i/V_i)$$

onde:

t_p = Tempo de percurso, em min;

L_i = Comprimento do talvegue (trechos homogêneos), em km;

V_i = Velocidade do trecho considerado, em m/s.

A aplicação do método cinemático deve ser realizada com base na velocidade correspondente ao escoamento em regime permanente e uniforme. As velocidades poderão ser estimadas pela fórmula de Manning, adotando-se o valor de 0,50 para o raio hidráulico em canais retangulares, 0,61 para canais trapezoidais e 1/4 do diâmetro para seções circulares, conforme a seguinte equação:

$$V = R_h^{2/3} S^{1/2} \eta^{-1}$$

Onde:

V = velocidade, em m/s;

R_h = raio hidráulico, em m;

S = declividade do trecho, em m/m;

η = coeficiente de rugosidade;

2.3. Coeficiente de Deflúvio

O parâmetro mais importante e de mais difícil estimativa para aplicação do método racional é o coeficiente de deflúvio, que deve oferecer uma representação dos efeitos da impermeabilização do solo, da retenção superficial, dos retardamentos e da não uniformidade na distribuição espacial e temporal da chuva. Infelizmente, não é possível obter de uma forma determinística o coeficiente de

deflúvio a ser utilizado para um projeto. Os valores adotados devem ser escolhidos criteriosamente, a partir de tabelas. O coeficiente de deflúvio deve ser ajustado também em função do período de retorno, para considerar a ocorrência de chuvas com frequência pequena. Para períodos de retorno de 25, 50 e 100 anos, os valores do coeficiente de deflúvio, escolhidos de acordo com a natureza das superfícies, devem ser majorados em 10, 20 e 25%, respectivamente (Fugita, 1980)

Tabela 1. Coeficiente de escoamento superficial (runoff) – “C”

<i>Tipologia da área de drenagem</i>	<i>Coeficiente de escoamento superficial</i>
Áreas Comerciais	0,70 – 0,95
áreas centrais	0,70 – 0,95
áreas de bairros	0,50 – 0,70
Áreas Residenciais	
residenciais isoladas	0,35 – 0,50
unidades múltiplas, separadas	0,40 – 0,60
unidades múltiplas, conjugadas	0,60 – 0,75
áreas com lotes de 2.000 m ² ou maiores	0,30 – 0,45
áreas suburbanas	0,25 – 0,40
áreas com prédios de apartamentos	0,50 – 0,70
Áreas Industriais	
área com ocupação esparsa	0,50 – 0,80
área com ocupação densa	0,60 – 0,90
Superfícies	
asfalto	0,70 – 0,95
concreto	0,80 – 0,95
blocket	0,70 – 0,89
paralelepípedo	0,58 - 0,81
telhado	0,75 – 0,95
solo compactado	0,59 - 0,79
Áreas sem melhoramentos ou naturais	
solo arenoso, declividade baixa < 2 %	0,05 – 0,10
solo arenoso, declividade média entre 2% e 7%	0,10 – 0,15
solo arenoso, declividade alta > 7 %	0,15 – 0,20
solo argiloso, declividade baixa < 2 %	0,15 – 0,20
solo argiloso, declividade média entre 2% e 7%	0,20 – 0,25
solo argiloso, declividade alta > 7 %	0,25 – 0,30
grama, em solo arenoso, declividade baixa < 2%	0,05 - 0,10
grama, em solo arenoso, declividade média entre 2% e 7%	0,10 - 0,15
grama, em solo arenoso, declividade alta > 7%	0,15 - 0,20
grama, em solo argiloso, declividade baixa < 2%	0,13 - 0,17
grama, em solo argiloso, declividade média 2% < S < 7%	0,18 - 0,22
grama, em solo argiloso, declividade alta > 7%	0,25 - 0,35
florestas com declividade <5%	0,25 – 0,30
florestas com declividade média entre 5% e 10%	0,30 - 0,35
florestas com declividade >10%	0,45 – 0,50
capoeira ou pasto com declividade <5%	0,25 – 0,30
capoeira ou pasto com declividade entre 5% e 10%	0,30 – 0,36
capoeira ou pasto com declividade > 10%	0,35 – 0,42

2.4. Curvas de Intensidade-Duração-Frequência

A utilização dos métodos de transformação de chuva em vazão e, particularmente do método racional, implica em uma adequada caracterização das precipitações de projeto. Esta caracterização se faz mediante o estabelecimento da duração da chuva, seu período de retorno e sua intensidade. Conforme já discutido, a duração da precipitação de projeto deve ser igual ao tempo de concentração da bacia.

2.4.1. Período de Retorno

O período de retorno, definido como o tempo médio em anos que um evento pode ser igualado ou superado pelo menos uma vez, é importante porque envolve o risco de falha da estrutura hidráulica.

As dificuldades em estabelecer objetivamente o período de retorno fazem com que a escolha recaia sobre valores aceitos de forma mais ou menos ampla pelo meio técnico o que nem sempre é o mais adequado, mas pode-se orientar esse processo de escolha levando-se em conta alguns argumentos descritos a seguir.

Toda intervenção no meio físico de um ambiente, seja ou não urbano, está sujeito a certo risco de falha. As intervenções relativas ao controle de cheias e à drenagem urbana estão sujeitas a falhas decorrentes da aleatoriedade da precipitação. Os projetistas e planejadores se deparam com a seguinte questão: para qual risco de falha se deve dimensionar a obra ou intervenção? Em outras palavras: qual o período de retorno a ser adotado?

A adoção de um risco aceitável é uma tarefa carregada de subjetividade, na qual entra em jogo o balanceamento de custos e benefícios vinculados ao projeto em questão. Em geral, quanto menor o risco, maior o investimento e vice-versa. Normalmente, esse tipo de estudo torna-se muito dispendioso e muito demorado, e nem sempre há a garantia de resultados satisfatórios. A prática cotidiana de projetos e intervenções de pequeno e médio porte exige a adoção de alguns níveis de risco compatíveis com a segurança adequada para cada tipo de intervenção.

Como norma geral, podem-se adotar os seguintes critérios:

a) períodos de retorno mais baixos (2 a 10 anos) para as obras de microdrenagem, pois, em geral, os danos decorrentes da falha desses sistemas são localizados e de menor magnitude;

b) para obras e intervenções em macrodrenagem (canais, córregos e rios de médio e grande porte, reservatórios de detenção, etc.), o risco deve diminuir (sugerem-se períodos de retorno entre 25 e 50 anos), uma vez que a falha desses sistemas resulta em prejuízos e transtornos mais significativos: inundações de edificações, interrupção de tráfego, proliferação de doenças de veiculação hídrica, etc.;

c) para regiões onde se prevê prejuízos de alta magnitude, como grandes corredores de tráfego ou áreas vitais para dinâmica da cidade, sugere-se adotar período de retorno de 100 anos;

d) para áreas onde se localizam instalações e edificações de uso estratégico, como hospitais, bombeiros, polícia, centros de controle de emergências, sugere-se período de retorno de 500 anos. Nas situações em que pode ocorrer perda de vidas humanas, é recomendável adotar períodos de retorno de no mínimo 100 anos.

Via de regra, o tempo de retorno é definido no plano diretor municipal, baseado nos riscos em que o município está disposto a assumir. Em geral, essa é uma informação que não consta na

maioria dos planos diretores dos municípios do Estado de Mato Grosso, sendo usual a definição de outros municípios brasileiros.

Período de Retorno da Prefeitura Municipal de São Paulo (2012):	
Característica do sistema	Tr (anos)
Microdrenagem	2 a 10
Macro-drenagem	25 a 50
Grandes corredores de tráfego e aéreas vitais para a cidade	100
Áreas onde se localizam instalações e edificações de uso estratégico, como hospitais, bombeiros, polícia, centros de controle de emergências, etc.	500
Quando há risco de perdas de vidas humanas.	100 (mínimo)
Faixa inundável	
Parques, Jardins, quadras esportivas, etc.	2 a 10
Clubes, instalações institucionais, edificações sobre pilotis, etc.	25 a 100

Período de Retorno da Prefeitura Municipal do Rio de Janeiro (2019):	
Tipo de dispositivo de drenagem	Tr (anos)
Microdrenagem - dispositivos de drenagem superficial, galeria de águas pluviais	10
Aproveitamento de rede existente - microdrenagem	5
Canais de macrodrenagem não revestidos	10
Canais de macrodrenagem revestidos, com verificação para Tr = 50 anos sem considerar borda livre.	25

Período de Retorno da Prefeitura Municipal de Belo Horizonte (2017):	
Tipo de dispositivo de drenagem	Tr (anos)
Afluentes principais dos Ribeirões Arruda e Onça	50
Demais córregos	25
Redes Tubulares	10
Sarjetões e sarjetas	10
Bocas de lobo	10
Descidas d'água	10 ou 25
Bueiros	25 com verificação para 50

Período de Retorno do Distrito Federal (2018):	
Característica do sistema	Tr (anos)
Projetos de baixa e média complexidade (áreas de contribuição de até 300 hectares)	≥ 10
Projetos de alta complexidade (áreas de contribuição maiores que 300 hectares)	≥ 25

Período de Retorno da Prefeitura Municipal de Curitiba (2002):			
Sistema	Característica	Intervalo (anos)	Valor recomendado (anos)
Microdrenagem	Residencial	2 - 5	2
	Comercial	2 - 5	2
	Áreas de prédios públicos	2 - 5	2
	Áreas comerciais e Avenidas	2 - 10	2
	Aeroportos	5 - 10	5
Macrodrenagem		10 - 50	10
Zoneamento de áreas ribeirinhas		5 - 100	50

2.4.2. Estimativa de precipitações

Para o Estado de Mato Grosso a Embrapa estudou as chuvas intensas e elaborou um compilado divulgado como *Chuvas Intensas no Estado de Mato Grosso (2011)*. O trabalho foi realizado com o uso de séries de dados diários de chuva foram obtidas no portal da Agência Nacional de Águas. Tomou-se, inicialmente, um conjunto de 177 postos pluviométricos localizados em Mato Grosso e no seu entorno. Esses postos foram utilizados por Fietz et al. (2008) para a estimativa da precipitação provável em Mato Grosso, que considerou apenas séries com, no mínimo, 15 anos de dados diários.

Todas as séries foram analisadas ano a ano. Inicialmente determinou-se, para cada mês, o número de observações e a chuva máxima diária. Foram excluídos da análise meses com mais de 25% de falhas e séries anuais com menos de 5 meses da estação chuvosa (setembro a fevereiro). Após, identificou-se a precipitação máxima diária de cada ano. Com base nesses procedimentos, foram selecionadas 151 séries de chuva, utilizadas para auxiliar a confecção dos mapas de isolinhas. Por fim, obteve-se uma base de dados com a precipitação máxima diária de cada ano dos postos pluviométricos.

Através das distribuições ajustadas foram calculados os valores de precipitação máxima de um dia para períodos de retorno de 2, 3, 4, 5, 10, 15, 20 e 50 anos. Utilizando o método de desagregação de chuvas (TUCCI, 2004) e os coeficientes obtidos para o Brasil, estimou-se, para cada local e período de retorno, a precipitação máxima com duração de 5, 10, 15, 20, 25, 30 minutos e 1, 6, 8, 10, 12 e 24 horas. Também foram determinadas para

cada série as seguintes medidas estatísticas: média, valores mínimo e máximo e coeficiente de variação.

Para Arenápolis foi utilizado a estação mais próxima catalogada neste estudo.. As precipitações máximas encontradas foram:

Tabela 15. Precipitação máxima (mm h^{-1}) em Arenápolis, MT, na estação Nortelândia (01456003), para diferentes durações e períodos de retorno. Coordenadas geográficas: 14°27'03"S, 56°48'49"W.

N	Média (mm)	Máximo (mm)	Mínimo (mm)	CV (%)	Alfa	Beta	D ⁽¹⁾	d ⁽²⁾
32	95,7	160,3	63,5	26,0	84,51	18,60	0,14	0,24
Duração	Período de retorno (anos)							
	2	3	4	5	10	15	20	50
5 min	132,0	146,4	155,7	162,5	182,7	194,1	202,0	227,1
10 min	104,8	116,3	123,6	129,0	145,1	154,1	160,4	180,3
15 min	90,6	100,5	106,8	111,5	125,4	133,2	138,6	155,8
20 min	78,6	87,2	92,7	96,8	108,8	115,6	120,3	135,2
25 min	70,7	78,4	83,3	87,0	97,8	103,9	108,1	121,6
30 min	64,7	71,8	76,3	79,7	89,5	95,1	99,0	111,3
1 h	43,7	48,5	51,6	53,8	60,5	64,3	66,9	75,2
6 h	12,5	13,9	14,7	15,4	17,3	18,4	19,1	21,5
8 h	10,2	11,3	12,0	12,5	14,0	14,9	15,5	17,5
10 h	8,5	9,5	10,1	10,5	11,8	12,5	13,1	14,7
12 h	7,4	8,2	8,7	9,1	10,2	10,8	11,3	12,7
24 h	4,3	4,8	5,1	5,3	6,0	6,4	6,6	7,5

⁽¹⁾Valores de máxima divergência do Teste Kolmogorov-Smirnov. ⁽²⁾Nível crítico em 5% de significância.

3. Composição do sistema de microdrenagem

Os principais elementos do sistema de microdrenagem são os pavimentos das vias públicas, os meio-fios, as sarjetas, as bocas-de-lobo, os poços de visita, as galerias, os condutos forçados, as estações de bombeamento e os sarjetões.

Meio-fios: São constituídos de blocos de concreto ou de pedra, situados entre a via pública e o passeio, com sua face superior nivelada com o passeio, formando uma faixa paralela ao eixo da via pública.

Sarjetas: São as faixas formadas pelo limite da via pública com os meio-fios, formando uma calha que coleta as águas pluviais oriundas da rua.

Bocas-de-lobo: São dispositivos de captação das águas das sarjetas.

Poços de visita: São dispositivos colocados em pontos convenientes do sistema, para permitir sua manutenção.

Galerias: São as canalizações públicas destinadas a escoar as águas pluviais oriundas das ligações privadas e das bocas-de-lobo.

Condutos forçados e estações de bombeamento: Quando não há condições de escoamento por gravidade para a retirada da água de um canal de drenagem para um outro, recorre-se aos condutos forçados e às estações de bombeamento.

Sarjetões: São formados pela própria pavimentação nos cruzamentos das vias públicas, formando calhas que servem para orientar o fluxo das águas que escoam pelas sarjetas. Fonte: (Pompêo, 2001)

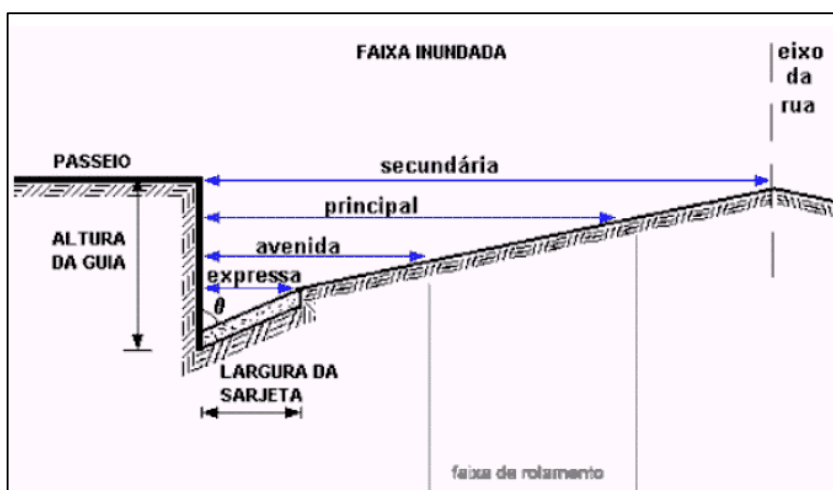
3.1. Concepção do sistema

Sarjetas

O início do sistema é pela sarjeta. Ao dimensionar a sua capacidade de suporte, baseado no nível de exigência de alagamento da via, é possível definir se haverá ou não a necessidade do uso de galerias subterrâneas com bocas de lobo. São locadas conforme a inclinação transversal da via, usualmente, 3% para cada lado, podendo em alguns casos, como pistas duplas com canteiros e curvas, a inclinação ser apenas para um dos lados.

Vias expressas de grande importância para o município devem ser projetadas de forma que a água escoe somente pelas sarjetas, evitando ao máximo o alagamento da faixa de rolamento.

Nas demais vias do município, não há impedimentos para que a água escoe pela calha da via por alguns minutos, durante o pico das precipitações. Para estes casos, o dimensionamento é feito para que a largura de alagamento ultrapasse a sarjeta até a metade da pista, com a altura máxima de 0,20 m de lamina d'água de forma que não impeça a trafegabilidade do local. Este tipo de dimensionamento é mais econômico e mais viável, pois melhora o escoamento, evita grandes alagamentos, mas não gera um custo excessivo.



Traçado da rede

O traçado das galerias deve ser desenvolvido simultaneamente com o projeto das vias públicas e parques, para evitar imposições ao sistema de drenagem que geralmente conduzem a soluções mais onerosas. Deve haver homogeneidade na distribuição das galerias para que o sistema possa proporcionar condições adequadas de drenagem a todas as áreas da bacia.

Bocas-de-lobo

A localização das bocas-de-lobo deve respeitar o critério de eficiência na condução das vazões superficiais para as galerias. É necessário colocar bocas-de-lobo nos pontos mais baixos do sistema, com vistas a impedir alagamentos e águas paradas em zonas mortas. Não se recomenda colocar bocas-de-lobo nas esquinas, pois os pedestres teriam de saltar a torrente em um trecho de descarga superficial máxima para atravessar a rua, além de ser um ponto onde duas torrentes convergentes se encontram. As melhores localizações das bocas-de-lobo são em pontos um pouco a montante das esquinas. A primeira boca de lobo do sistema de drenagem deve ser colocada no ponto em que a vazão que escoar pela sarjeta torna-se superior à capacidade admissível naquele trecho de sarjeta.

A primeira boca de lobo do sistema de drenagem deve ser colocada no ponto em que a vazão que escoar pela sarjeta torna-se superior à capacidade admissível naquele trecho de sarjeta. Neste ponto, a sarjeta não é capaz de conter o escoamento superficial sem ocorrência de transbordamento; assim, é necessário iniciar o sistema de galerias para receber o escoamento. Esta vazão é calculada pelo método racional no ponto imediatamente à montante do trecho de sarjeta. Caso não se disponha de dados sobre a capacidade de escoamento das sarjetas, recomenda-se um máximo espaçamento de 60 m entre as bocas-de-lobo. Ainda assim, em qualquer ponto de entrada na galeria, não é necessário que todo o escoamento superficial seja removido; o dimensionamento do trecho de galeria é realizado apenas com a parcela que efetivamente escoar através dela. A interligação entre as bocas de lobo e o poço de visita ou caixa de passagem é feita com ramais de bocas de lobo cuja declividade mínima deve ser de 1%. As capacidades destes ramais e os diâmetros aconselhados são apresentados na Tabela 3 abaixo.

Tabela 1 - Capacidade dos Ramais de Boca de Lobo

diâmetro [cm]	vazão máxima [l/s]
40	100
50	200
60	300

Fonte: WILKEN (1978)

O tipo de boca de lobo utilizado é o modelo com caixa de alvenaria e grelha instalada na sarjeta. Modelo utilizado no Álbum de Drenagem do DNIT.

Poços de visitas

Além de proporcionar acesso aos condutos para sua manutenção, os poços de visita também funcionam como caixas de ligação aos ramais secundários. Portanto, sempre deve haver um poço de visita onde houver mudanças de seção, de declividade ou de direção nas tubulações e nas junções dos troncos aos ramais.

Quando é necessária a construção de bocas-de-lobo intermediárias ou para evitar que mais de quatro tubulações cheguem em um determinado poço de visita, utilizam-se as chamadas caixas de ligação. A diferença entre as caixas de ligação e os poços de visita é que as caixas não são visitáveis.

O afastamento entre poços de visita consecutivos deve ser o máximo possível, por critérios econômicos. A Tabela 4 apresenta o espaçamento máximo recomendado para os poços de visita (Fugita, 1980)

Tabela 2 - Distância máxima entre PVs

Diâmetro do conduto (cm)	Espaçamento (m)
30	120
50 - 90	150
100 ou mais	180

3.2. Dimensionamento do sistema de microdrenagem

O projeto de um sistema de microdrenagem é composto por três conjuntos de cálculos:

- Capacidade admissível das sarjetas;
- Bocas-de-lobo;
- Sistema de galerias pluviais.

3.2.1. Capacidade admissível das sarjetas

As sarjetas destinam-se a escoar as águas provenientes da precipitação sobre o pavimento das vias públicas e as descargas de coletores pluviais das edificações. Se as vazões forem elevadas poderá haver inundação das calçadas, e as velocidades altas podem até erodir o pavimento. O cálculo das capacidades admissíveis das sarjetas permite o estabelecimento dos pontos de captação das descargas por intermédio de bocas de lobo. A capacidade de descarga das sarjetas depende de sua declividade, rugosidade e forma.

Água escoando por toda a calha da rua. Admite-se uma lâmina d'água máxima entre 13 e 15 cm; ou . Água escoando somente pelas sarjetas. Neste caso devem ser observadas as recomendações específicas quanto ao tipo de via e máxima inundação admissível. A figura 2 mostra o corte lateral de uma sarjeta (Pompêo, 2001).

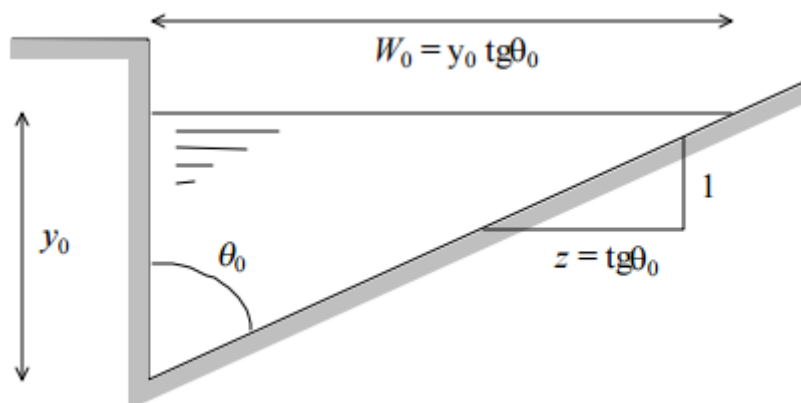


Figura 2 - Corte lateral de uma sarjeta. Fonte: (Pompêo, 2001).

De posse de dados sobre declividade, rugosidade e comprimento de uma sarjeta, calcula-se a vazão máxima que a mesma pode transportar para esta lâmina. Este cálculo pode ser feito com a fórmula de IZZARD que é uma adaptação da fórmula de Manning para sarjetas:

$$Q_0 = 0.375 y_0^{8/3} \left(\frac{z}{n} \right) \sqrt{I}$$

onde Q_0 é a vazão descarregada em [m³/s], y_0 é a lâmina d'água em [m], I é a declividade do trecho em [m/m], n é o coeficiente de rugosidade de Manning e z é a tangente do ângulo entre a sarjeta e a guia. Fonte: (Pompêo, 2001)

Tabela 3 - Coeficiente de Manning

tipo de superfície	n
sarjeta de concreto, bom acabamento	0,012
pavimento de asfalto	
textura lisa	0,013
textura áspera	0,016
sarjeta de concreto com pavimento de asfalto	
textura lisa	0,013
textura áspera	0,015
pavimento de concreto	
acabamento com espalhadeira	0,014
acabamento manual alisado	0,016
acabamento manual áspero	0,020

Fonte: WILKEN (1978)

Estabelecida à capacidade da sarjeta, calcula-se o tempo de percurso do escoamento, a partir de sua velocidade média.

$$V_0 = 0.958 \left(\frac{\sqrt{I}}{n} \right)^{3/4} \left(\frac{Q_0}{z} \right)^{1/4}$$

3.3. Cálculo das galerias

- As velocidades admissíveis são estabelecidas em função da possibilidade de sedimentação no interior da galeria e em função do material empregado. Para galerias de concreto a faixa admissível de velocidades é entre 0,60 m/s e 7,0 m/s (ABTC).
- Devem-se adotar condutos de diâmetro mínimo 0,40 m nas ligações de boca de lobo a rede, 0,60 m para início de galerias em locais pavimentados, 0,80 para galerias em regiões com pouca pavimentação, a fim de evitar obstruções. Os diâmetros comerciais mais comuns são 0,40; 0,60; 0,80; 1,00 e 1,20 m. Os trechos de galerias que exijam diâmetros superiores a 1,50 m podem receber galerias em paralelo, ou podem ser substituídos por seções quadradas ou seções retangulares.
- Quando houver mudanças de diâmetros, as geratrizes superiores das galerias devem coincidir. Porém, isto não se aplica a junções de ramais secundários que afluem em queda aos poços de visita.
- Nunca se deve diminuir as seções à jusante, pois qualquer detrito que venha a se alojar na tubulação deve ser conduzido até a descarga final.
- Ao se empregar canalizações sem revestimento especial, o recobrimento mínimo deve ser de 1,0 m. Se, por motivos topográficos, houver imposição de um recobrimento menor, as tubulações deverão ser dimensionadas sob o ponto de vista estrutural.
- O coeficiente de rugosidade de Manning deve ser de 0,011 para galerias quadradas ou retangulares executadas in loco; para galerias circulares em concreto, adota-se $n = 0,013$. Fonte: (Pompêo, 2001)
- O tirante, altura da lâmina d'água dentro do tubo, $Y/D \leq 0,8$, afim de assegurar que o conduto escoe livremente, e evitar que a estrutura entre em regime de conduto forçado.

3.4. Condições específicas

Tubos de concreto

Os tubos de concreto deverão ser do tipo e dimensões indicadas no projeto e serão de encaixe tipo ponta e bolsa, devendo obedecer às exigências das normas NBR 9793/87 e NBR 9794/87.

Material para construção de bocas-de-lobo, caixas de visita e saídas

Os materiais a serem empregados na construção das caixas, berços, bocas e demais dispositivos de captação e transferências de deflúvios deverão atender às prescrições e exigências previstas pelas normas da ABNT e do DNIT.

Equipamentos

Caminhão basculante e de carroceria fixa; betoneira; motoniveladora; pá carregadeira; rolo compactador metálico; retroescavadeira; guincho; serra elétrica para formas e vibradores e placa.

3.5. Execução

Galerias

Constituídos de tubos de concreto atendendo à norma DNIT 023/2004-ES e especificações da NBR 9794/87. Escavações deverão ser executadas de acordo com as cotas e alinhamentos indicados no projeto e com a largura superando o diâmetro da canalização, no mínimo, de 60 cm. O fundo das cavas deverá ser compactado mecanicamente.

As juntas dos tubos serão preenchidas com argamassa de cimento e areia traço 1:3, retirando o excesso de dentro da tubulação. O assentamento dos tubos deverá obedecer às cotas e ao alinhamento indicados no projeto. O reaterro deverá ser feito de preferência com o material retirado da própria escavação desde que seja de boa qualidade, sendo compactado manualmente até uma altura de 60 cm. Somente depois será permitida compactação mecânica.

Bocas-de-lobo

As bocas-de-lobo, as caixas de visita e saídas e as saídas deverão obedecer às indicações do projeto. As escavações deverão ser feitas de modo a permitir a instalação dos dispositivos previstos, adotando-se uma sobre largura conveniente nas cavas de assentamento. Concluída a escavação e preparada a superfície do fundo será feita a compactação para fundação da boca-de-lobo.

Poços de visita

Os poços de visita deverão ser constituídos de outras partes componentes: a câmara de trabalho, na parte inferior e a chaminé que dá acesso à superfície na parte superior. Os poços de visita serão executados com as dimensões e características de acordo com o projeto.

4. MEMORIAL DE CÁLCULO

As planilhas contendo o memorial de Cálculo estão anexadas no projeto.

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

DAEE / CETESB – Drenagem Urbana, Manual de Projeto, 2 Edição, agosto de 1980, São Paulo

FUGITA, O. (coord.) (1980) - Drenagem Urbana - Manual de Projeto. Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental, São Paulo, SP.

WILKEN, P.S. (1978) - Engenharia de Drenagem Superficial. Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental, São Paulo, SP.

POMPÊO, C. A. (2001) - Notas de aula em sistemas urbanos de microdrenagem. Florianópolis, SC.

SÃO PAULO (CIDADE). Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano. MANUAL DE DRENAGEM E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS: GERENCIAMENTO DO SISTEMA DE DRENAGEM URBANA. São Paulo: SMDU, 2012.

SUPERINTERDÊNCIA DE DESENVOLVIMENTO DA CAPITAL – SUDECAP. Procedimentos para Elaboração e Apresentação de Projetos de Infraestrutura. Belo Horizonte (2017), 7ª Edição.

BRASIL. DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. Álbum de projetos – tipos de dispositivos de drenagem. - 5. ed. - Rio de Janeiro, 2018.

NOTAS E OBSERVAÇÕES

- Todas as informações necessárias para sanar possíveis dúvidas estão descritas neste memorial e nas pranchas dos projetos;
- Caso haja dúvidas na execução das instalações e as mesmas não forem sanas após a leitura deste memorial, o proprietário poderá entrar em contato com o autor dos projetos;
- Quaisquer alterações nos projetos deverão ter a autorização do autor dos mesmos.

Cuiabá, 27 de Setembro de 2.022.

THAIANA TODESCHINI

Engenheira Sanitarista e Ambiental

CREA MT – 43100