

## 1. ESTUDO HIDROLÓGICO

### 1.1. OBJETIVO DO ESTUDO

Os estudos hidrológicos foram desenvolvidos com o objetivo de determinar as vazões de projeto em cada sub bacia de drenagem e no exutório dos córregos Entre Rios e Pindaibas, localizados na área urbana do município de Pirapora.

### 1.2. METODOLOGIA

O estudo iniciou com a coleta de informações básicas, incluindo dados cadastrais da cidade (arruamentos, proposições do uso e ocupação do solo), bem como de toda informação referente à pluviometria regional e local. Após a análise destes dados, foi realizada uma visita de inspeção ao campo, visando ampliar o conhecimento sobre a localidade, bem como esclarecer possíveis dúvidas referentes à disposição das áreas de alagamento, bem como, das medidas a serem adotadas.

Não se utilizou metodologia para estudos de regionalização, uma vez que, foram utilizados dados pluviométricos de estação operante na própria cidade de Pirapora, MG.

### 1.3. INFORMAÇÕES BÁSICAS

A delimitação das bacias de drenagem e caracterização física, das mesmas abrangidas pela zona urbana do município de Pirapora, foi feita sobre a seguinte base cartográfica:

- Levantamento topográfico realizado por meio de aerolevanteamento, em escala 1:500 no mês de dezembro de 2009, com curvas de nível equidistantes de 1 m;
- Imagens de satélite da área de interesse, obtidas a partir do Google Earth®;
- Plano Diretor Municipal de Pirapora, Lei Municipal nº 1471/97;
- Lei Orgânica do Município de Pirapora, Lei nº 001/92;
- Lei Municipal nº 1470/97, que dispõe sobre o parcelamento do solo urbano no município de Pirapora e dá outras providências;
- Lei 1474/97; que institui o Código de Obras do município de Pirapora.
- Planta atualizada do sistema viário na escala 1:500.

### 1.4. CONTEXTUALIZAÇÃO

Associando as informações referentes à hidrografia, relevo e solo, podemos concluir que o município de Pirapora está situado em uma área propensa a formação de cursos hídricos, perenes ou intermitente, ou seja, rica em drenagem superficial natural, com grandes extensões de áreas planas.

No entanto a malha urbana do município está inserida em relevo aplainado, com pequenas variações de altitude, as margens do rio São Francisco – rio principal, e que não recebe influência direta dos cursos hídricos perenes existentes ao norte e sul da zona urbana. Em outras palavras, não existe um curso d'água principal na malha urbana e não existe uma rede de drenagem bem delimitada em toda sua área urbana, sendo que as calhas de drenagem superficial existentes são intermitentes, escoam água apenas no período de chuva.

Diante das características do solo existente na área, o mesmo favorece a infiltração, no entanto a capacidade de saturação de base do mesmo, ou seja, devido às condições naturais de umidade na zona capilar, relacionado à sua porosidade, ao receber certa contribuição pluviométrica o solo rapidamente eleva a coluna d'água, excedendo o volume não infiltrado gerando o escoamento superficial, que pode ser potencializado com a impermeabilização de áreas próximas, bem como, a compactação do solo exposto.

“O escoamento superficial manifesta-se inicialmente na forma de pequenos filetes de água que se moldam ao micro relevo do solo. A erosão de partículas de solo pelos filetes em seus trajetos, aliada à topografia preexistente, molda, por sua vez, uma micro rede de drenagem efêmera que converge para a rede de cursos de água mais estável, formada por arroios e rios.” (Apostila de Hidrologia Aplicada, 2010)

Diante do exposto, das condições presenciadas in loco, e analisando o levantamento topográfico disponibilizado pela prefeitura municipal, foram delimitadas as bacias de contribuição na malha urbana referentes à rede de drenagem superficial existente, a fim de se obter as vazões de projeto e propor soluções para os trechos alagáveis da zona urbana. No próximo tópico serão apresentadas as bacias delimitadas, bem como a descrição das características físicas de cada.

Com base no exposto e diante da situação presenciada in loco as soluções de micro drenagem associadas a soluções de macrodrenagem serão capazes de resolver os problemas de alagamentos na cidade de Pirapora. Sendo assim, a fim de solucionar os problemas diagnosticados relacionados ao sistema de drenagem este estudo propõe:

- Implantação de micro drenagem nas áreas urbanas ainda não atendidas por este tipo de sistema, observando as vazões de projeto determinadas neste;
- Verificar a eficiência da implantação de quatro reservatórios de retenção nos locais aqui pré-determinados, a fim de amortecer as vazões de pico.

Portanto foram elaborados neste estudo hidrológico três cenários:

- Atual: a fim de verificar as vazões que cada bacia de drenagem proporciona observando os tempos de retorno de 2, 5, 10, 50, 100, 200 e 1000 anos;
- Futuro: considerando todas as bacias de drenagem em condições de saturação (100% edificadas/urbanizadas) respeitando o zoneamento proposto no Plano Diretor Municipal de Pirapora;
- Futuro com implantação dos reservatórios de retenção: verificar a eficiência dos reservatórios a fim de amortecer e reter toda a vazão de projeto, considerando o tempo de retorno de 100 anos

## **1.5. DELIMITAÇÃO DAS BACIAS DE DRENAGEM SUPERFICIAL DE PIRAPORA**

Segundo Viessman, Harbaugh e Knapp (1972), a bacia hidrográfica é uma área definida topograficamente, drenada por um curso de água ou um sistema conectado de cursos d'água, dispondo de uma simples saída para que toda a vazão efluente seja descarregada.

As bacias hidrográficas, ou bacias de drenagem, delimitadas na zona urbana do município de Pirapora captam toda a água precipitada e através de uma micro rede existente, em condições naturais perenes, nas faixas de transição de altitude, 478 m a 532 m, escoam a água pluvial para as depressões ou para o rio São Francisco, cuja cota do nível de água é 477 m.

Observando as condições antrópicas, ou seja, as áreas urbanizadas impermeáveis ou compactadas, as estruturas de micro drenagem e macrodrenagem existentes, a água pluvial é

captada e direcionada para o rio São Francisco ou lagoa de acumulação, conforme apresentado no diagnóstico.

Foi utilizado para a delimitação das bacias o levantamento planialtimétrico da zona urbana do município em escala 1:500 disponibilizado pela prefeitura municipal, assim como imagens de satélite e a planta atualizada do sistema viário.

Ao todo foram delimitadas 17 bacias de drenagem na malha urbana, sendo que 7 possuem área de drenagem maior que 2 km<sup>2</sup>, e 10 menor que 2 km<sup>2</sup>. O mapa com o arranjo das bacias delimitadas encontra-se em anexo 1. No levantamento é possível visualizar o sentido de escoamento e as seções de controle do projeto.

Quadro 1: Bacias de drenagem delimitadas.

ORDEM	SUB-BACIA	ÁREA (km <sup>2</sup> )
1	3A	4.15
2	3B	2.08
3	3C	1.42
4	5	6.31
5	6	0.78
6	7	3.43
7	8	3.23
8	8A	0.79
9	9A	0.40
10	9B	0.75
11	9C	2.30
12	9D	1.20
13	10	0.23
14	12	0.28
15	13	0.23
16	14	0.38
17	15	4.66

## 1.6. PARÂMETROS FÍSICOS DAS BACIAS

### 1.6.1. Uso e Ocupação do Solo

Para a avaliação do uso e ocupação do solo, definindo dois cenários, quais sejam atuais e futuro, utilizou-se as seguintes informações disponíveis:

- Imagens de satélite, através do software Google Earth;
- Plano Diretor do Município de Pirapora, Lei Municipal 1471/97;
- Lei Municipal de Institui o Código de Obras do Município de Pirapora, Lei Nº. 1474/97;
- Lei Orgânica do Município de Pirapora, Lei Nº. 001/92;
- Planta atualizada do sistema viário em escala 1:500.

- Visitas “ in loco”

O método utilizado para quantificação do grau de urbanização das bacias foi o SCS – *Soil Conservation Service*. Através da ponderação dos parâmetros CN (Curve Numbers) foi possível retratar as condições do solo e de cobertura, em termos de permeabilidade, sendo os valores determinados apresentados no quadro a seguir.

Quadro 2: Ponderação do parâmetro CN, cenário atual e futuro de ocupação.

BACIA DE DRENAGEM	ÁREA (km <sup>2</sup> )	CN (Cenário atual)	CN (Cenário futuro)
3A	4.15	78	88
3B	2.08	74	88
3C	1.42	86	86
5	6.31	82	82
6	0.78	88	88
7	3.43	68	75
8	3.23	85	85
8A	0.79	90	90
9A	0.40	89	90
9B	0.75	92	92
9C	2.30	76	76
9D	1.20	79	85
10	0.23	79	61
12	0.28	90	90
13	0.23	82	88
14	0.38	79	88
15	4.66	77	87

### 1.6.1. Tempo de concentração (Tc)

O Tc estima o tempo gasto para que toda a bacia contribua para o escoamento superficial em uma determinada seção de controle (exutório, canal, sistema de infiltração, enfim).

O método de Kirpich é o mais utilizado para o cálculo do tempo de concentração. Uma das formulações empíricas mais usuais em estudos desta natureza é o método de Kirpich, que embora só seja aplicável a bacias hidrográficas muito pequenas (KIRPICH, 1940), na prática, é muitas vezes usado para bacias com um único fluxo principal (Araújo, B. A. M., et al, 2011).

Segundo Tucci (1993), o método de Kirpich é aplicável a bacias com área entre 0,50 a 45,3 ha, com canais bem definidos e declives situados entre 3 a 10 %.

Há diversas fórmulas para calcular o tempo de concentração; a grande maioria leva em conta apenas a declividade do curso principal e a área da bacia. A mais adequada depende das condições específicas para as quais foram geradas. Para tanto é preciso identificar a origem dos estudos, experimentais de campo ou laboratoriais, para que possam ser identificadas suas limitações e aplicabilidade (Araújo, B. A. M., et al, 2011).

Se levarmos em consideração o parágrafo acima o Método de Kirpich pode não ser o mais adequado para as bacias de drenagem objeto de estudo, uma vez que as mesmas não possuem apenas um único canal de escoamento, devido ao fato de serem bacias relativamente planas, conseqüentemente possuindo declividades abaixo de 3%.

Para bacias pequenas e com baixas declividades, segundo Araújo (2011), Os métodos de Ventura e Passini apresentam valores bem semelhantes ao método de Kirpich para áreas de até 2 km<sup>2</sup>, indicando que para bacias bastante pequenas independente da declividade, essas fórmulas substituem a equação empírica padrão.

No entanto Araújo (2011) concluiu que para bacias com características semelhantes às delimitadas em Pirapora o método de Ven Te Chow possui uma relação direta com o método de Kirpich, nas variações de área e declividade.

Sendo assim, obteve-se o tempo de concentração através da média entre os métodos de Kirpich e Ven Te Chow. A fórmula modificada de Kirpich é a seguinte:

$$t_1 = 0,40 \cdot 57 \cdot \left( \frac{L^3}{\Delta H} \right)^{0,385}$$

Onde:

T1, é o tempo de concentração (min);

L, comprimento total do escoamento (km);

H, é a diferença de nível (m).

A equação de Ven Te Chow é apresentada a seguir:

$$t_c = 0,8773 \left( \frac{L}{\sqrt{i}} \right)^{0,84}$$

Tc é dado em horas, L é o comprimento total de escoamento, em km, e i é a declividade em m/km.

O quadro a seguir apresenta as informações necessárias para o cálculo do Tc bem como o Tc obtido para cada bacia de drenagem. O lag time conforme metodologia do SCS corresponde a 60% do tempo de concentração, sendo referente ao Tempo de Pico - Tp na obtenção dos hidrogramas de cheias.

Quadro 3: Parâmetros físicos e Tc das bacias de drenagem.

BACIA DE DRENAGEM	ÁREA (km <sup>2</sup> )	L (km)	△H (m)	i (m/km)	T <sub>c</sub> Final (min)	Lag time (min)
3A	4.15	2.43	36.6	15.0	28	17
3B	2.08	1.50	22.9	15.3	20	12
3C	1.42	1.67	20.4	12.2	23	14
5	6.31	2.50	19.8	7.9	35	21
6	0.78	1.08	2	1.8	32	19
7	3.43	1.37	12.2	8.9	22	13
8	3.23	1.21	2.1	1.7	36	21
8A	0.79	0.31	0.7	2.3	13	8
9A	0.40	0.40	3.1	7.8	10	6
9B	0.75	0.66	17.3	26.2	9	6
9C	2.30	1.20	24.7	20.6	15	9
9D	1.20	1.31	20.4	15.5	18	11
10	0.23	0.38	4.3	11.4	9	5
12	0.28	0.42	2.8	6.6	11	7
13	0.23	0.42	5.4	12.9	9	5
14	0.38	0.50	5.4	10.9	10	6
15	4.66	2.32	22.5	9.7	31	19

### 1.6.2. Estudo de Chuvas Intensas

O estudo de chuvas intensas se iniciou com a escolha da estação pluviométrica operante para aquisição dos dados hidrológicos. Alguns critérios de seleção foram levados em consideração, como, por exemplo, o tamanho da amostragem, a consistência dos dados, a proximidade em relação à área de estudo, se está em operação e a última atualização dos dados.

Inicialmente se priorizou as estações pluviométricas que estivessem na mesma sub-bacia do município de Pirapora, conforme imagem a seguir.

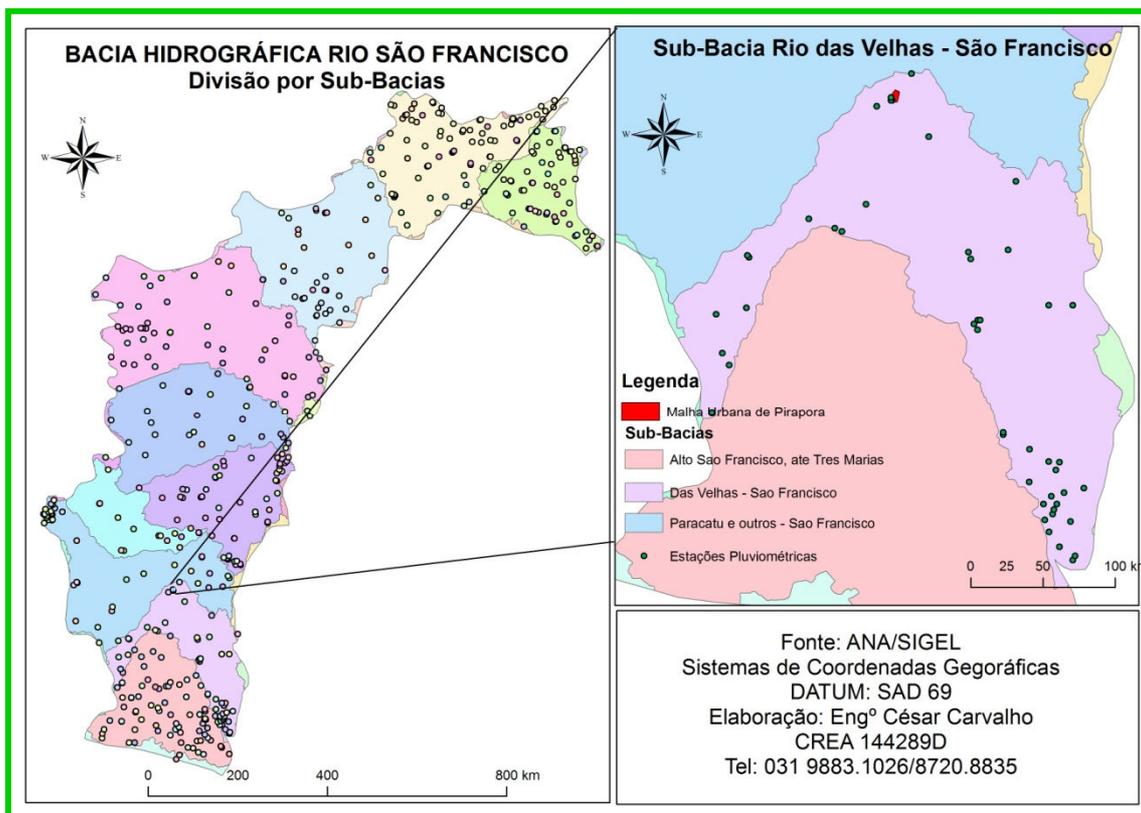


Figura 1: Estações Pluviométricas existentes na sub-bacia Rio das Velhas – São Francisco

Foram analisadas 35 estações, destas, 19 estão implantadas na sub-bacia do Rio das Velhas – São Francisco, segundo arquivo em formato Shapefile (.shp) disponibilizado pela ANEEL – Agência Nacional de Energia Elétrica. Todas as estações possuem cadastro junto a Agência Nacional de Águas – ANA, no entanto, apenas quatro das estações situadas na sub-bacia apresentaram disponibilidade de dados.

Das quatro estações selecionadas previamente, apenas uma atendeu significativamente aos critérios de seleção, sendo a Estação denominada Pirapora, situada na cidade de Pirapora/MG, conforme quadro a seguir.

Quadro 4: Estação pluviométrica selecionada

CÓDIGO - ANA	NOME DA ESTAÇÃO	MUNICÍPIO	ENTIDADE OPERADORA	LATITUDE	LONGITUDE	DISPONIBILIDADE DE DADOS
01744025	Pirapora	Pirapora	INMET	17 21 00	44 57 00	1961 - 2013

O período selecionado para análise de dados foi o compreendido entre 1982 e 2012, exatamente 30 anos, período necessário para se detectar qualquer mudança climática, sendo assim um período consistente. A seguir é apresentada a variação da precipitação média mensal, bem como o número médio de dias chuvosos para o período supracitado, considerando uma análise sistêmica de cada ano ponderando os meses em que houve falhas no sistema de medição e/ou transmissão de dados.

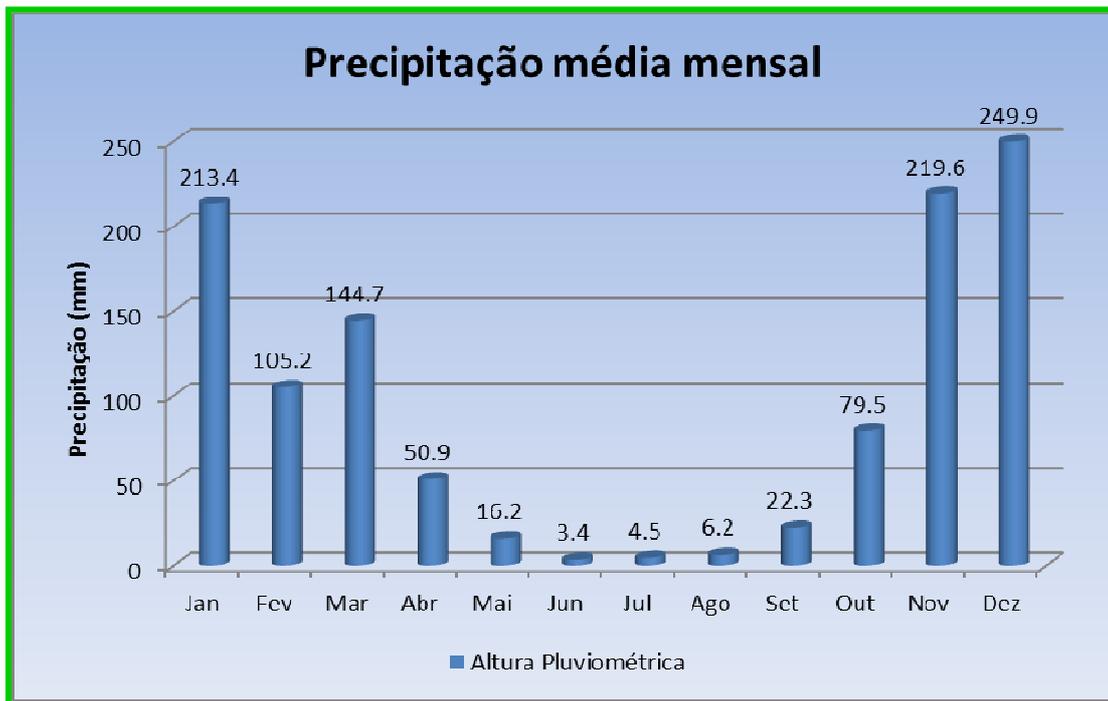


Gráfico 1: Precipitação média mensal

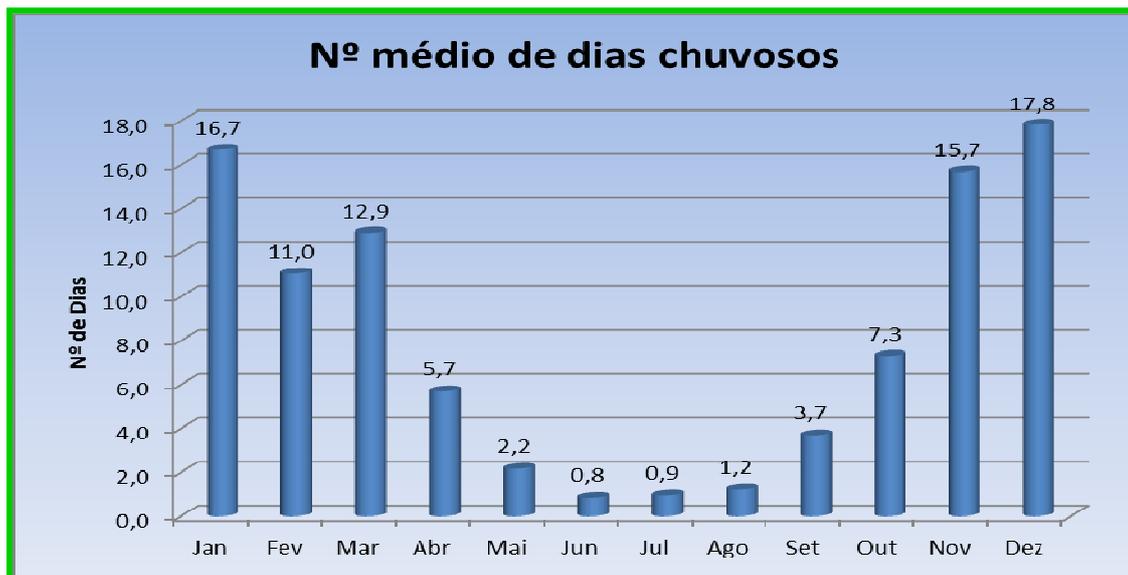


Gráfico 2: Nº médio de dias chuvosos

Os quantis de precipitações de projeto foram obtidos a partir da análise de frequência local das alturas pluviométricas diárias máximas anuais da estação Pirapora, com base no período de 1982 a 2012.

Tabela 1: Precipitação diária máxima anual



Os valores amostrados acima foram submetidos à análise local de frequência utilizando o software SEAF – Sistema Especialista de Análise de Frequência, desenvolvido pelo Departamento de Hidráulica e Recursos Hídricos da Universidade Federal de Minas Gerais – UFMG. As amostras foram ajustadas as seguintes distribuições de probabilidade: Distribuição Normal, Distribuição LogNormal, Distribuição de Gumbel, Distribuição Exponencial, Distribuição Pearson III, Distribuição LogPearson III, Distribuição Generalizada de Valores Extremos – GEV, e Distribuição Generalizada de Pareto – GPA.

Os gráficos a seguir apresentam a variação dos quantis em função do Tempo de Retorno (eixo horizontal) e a Precipitação, em mm (eixo vertical).

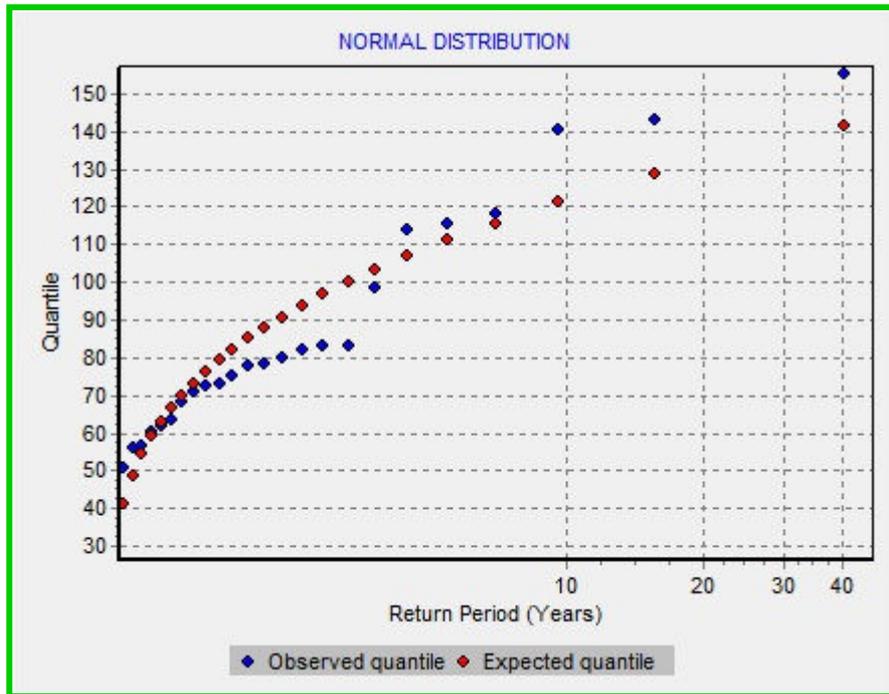


Gráfico 3 – Distribuição Normal

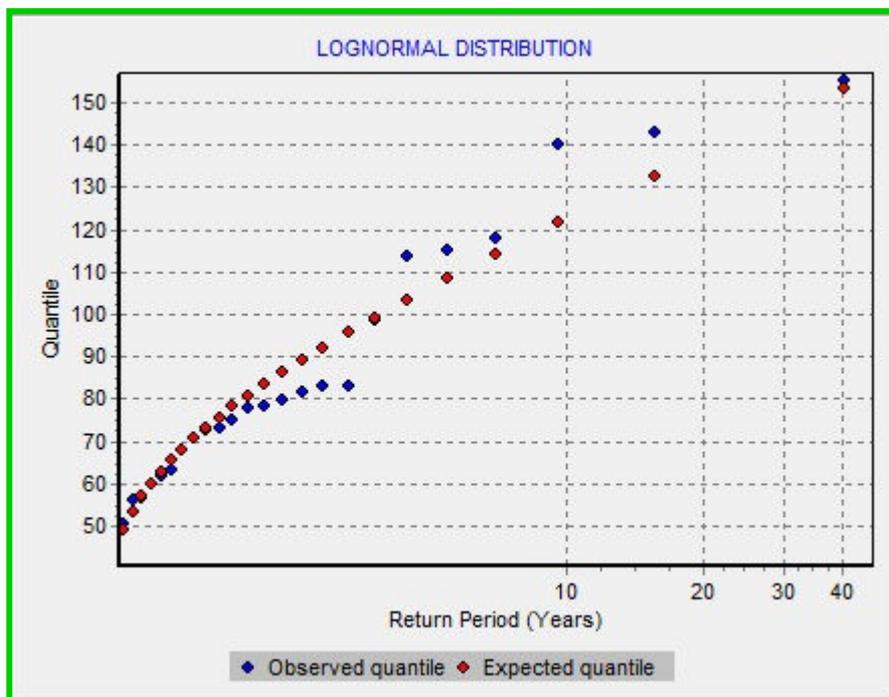


Gráfico 4 – Distribuição LogNormal

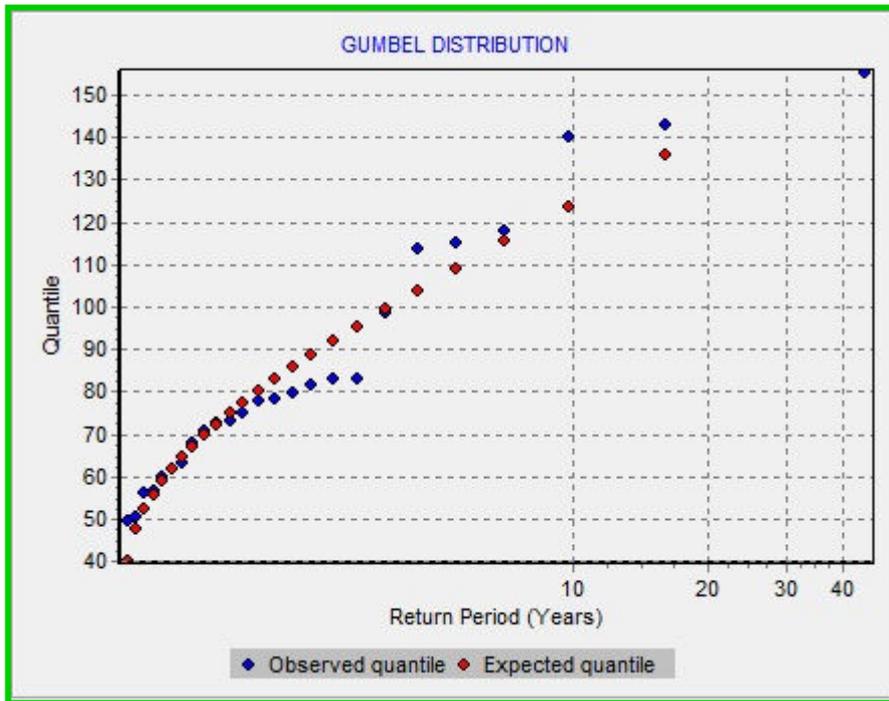


Gráfico 5: Distribuição Gumbel

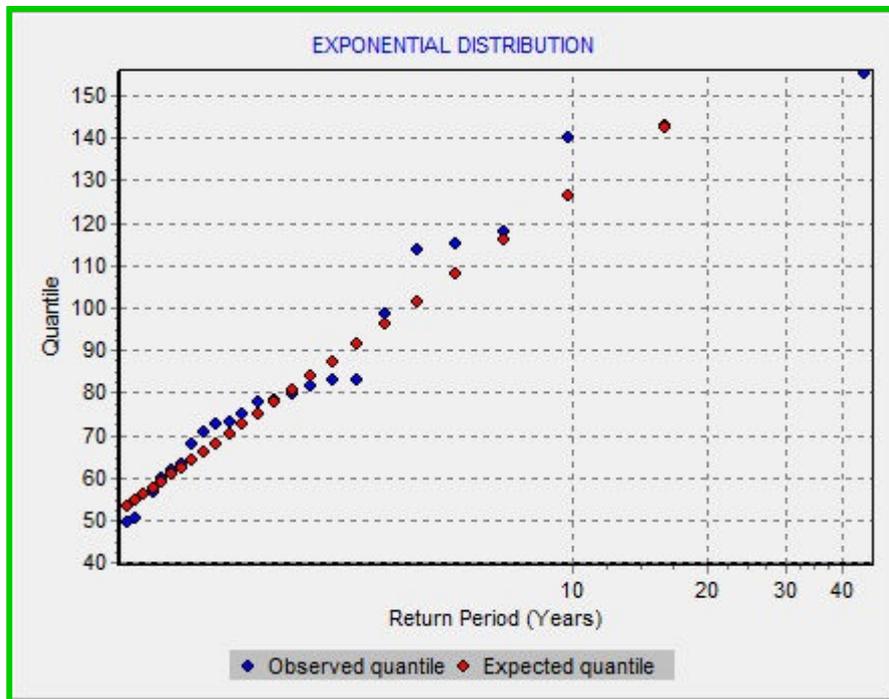


Gráfico 6: Distribuição Exponencial

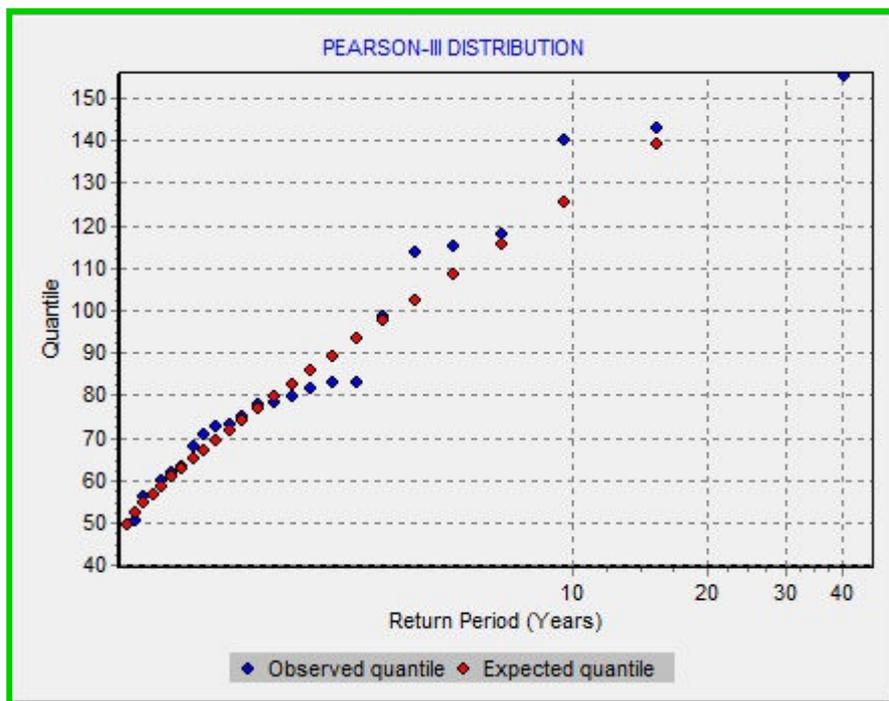


Gráfico 7: Distribuição Pearson III

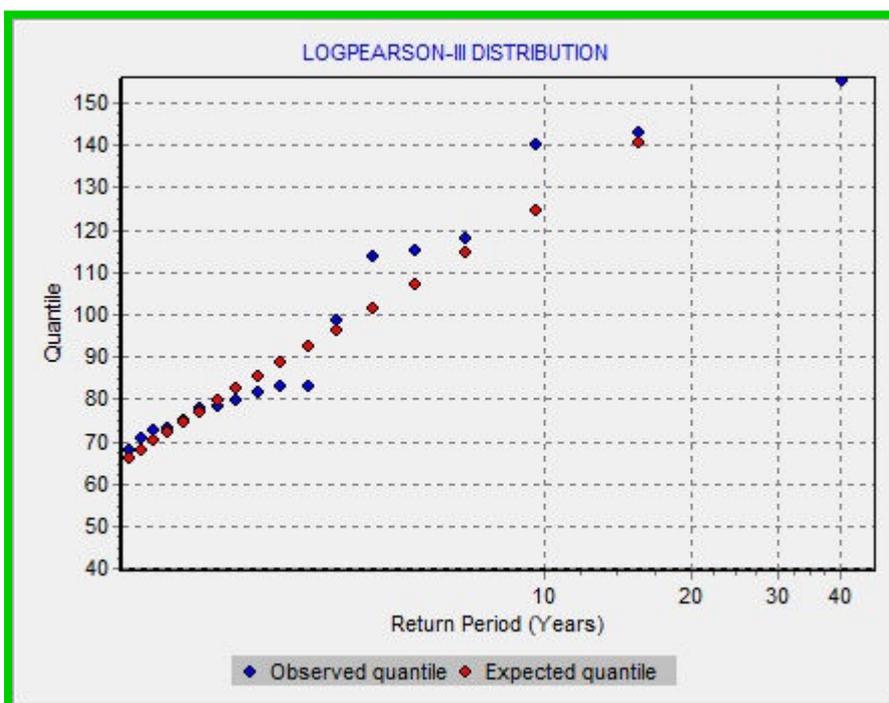


Gráfico 8: Distribuição LogPearson III

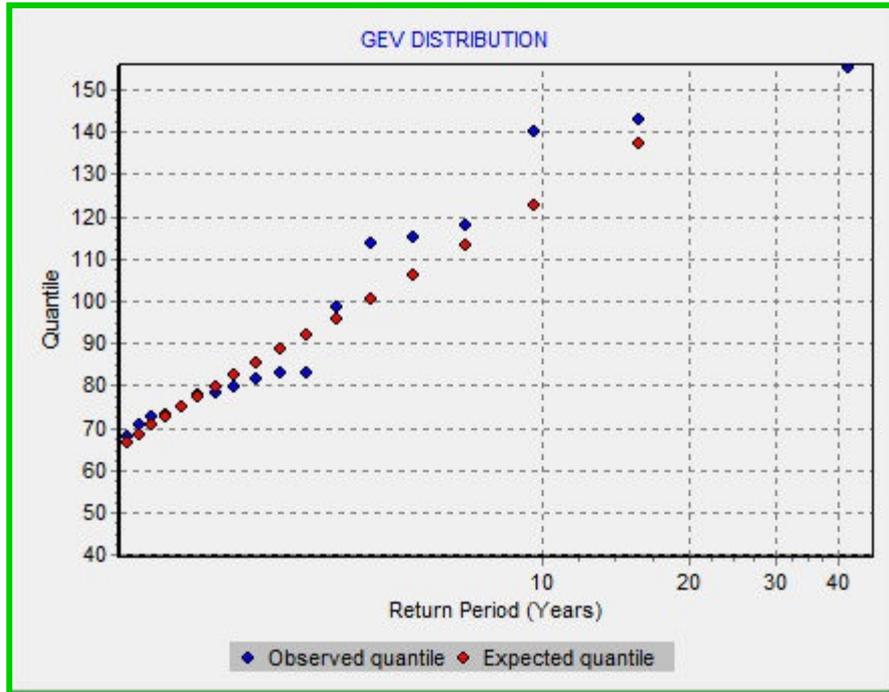


Gráfico 9: Distribuição GEV

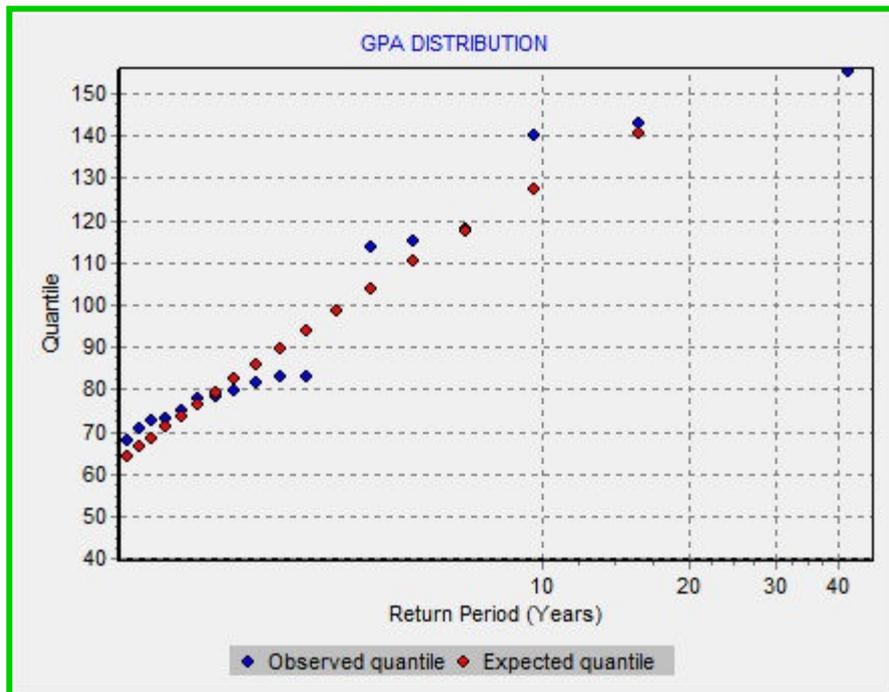


Gráfico 10: Distribuição GPA

Considerando os oito métodos de distribuição analisados, o teste de probabilidade que apresentou maior nível de confiança foi o de Pearson III, com 0,925 (92,5%), portanto foi selecionado os respectivos quantis de precipitação para chuva de 1 dia de duração associados a diferentes períodos de retorno.

Quadro 5: Quantis de Precipitação ajustados (Altura pluviométrica em mm).



No entanto é necessária a desagregação das chuvas diárias em chuvas de 24 horas, que neste caso foi realizada de acordo com a recomendação da CETESB (Drenagem Urbana: Manual de Projeto; 1986), que preconiza que os quantis de altura de chuva de 24h se relacionam aos de 1 dia de duração por meio de um fator multiplicador, que para o caso do Brasil corresponde a 1,14. Foi utilizada a equação proposta por SILVEIRA (2000) para a desagregação em chuvas de menores durações, a qual permite determinar coeficientes de desagregação para diferentes durações, a partir da chuva de 24h.

$$C_{24}(d) = e^{1,5 \times LN\left(\frac{LN d}{7,3}\right)}$$

Onde:

$C_{24}(d)$ , é o coeficiente de desagregação;

Tabela d, duração da chuva (em minutos).

Quadro 6: Quantis de precipitação de projeto após desagregação em chuva de 24 horas.

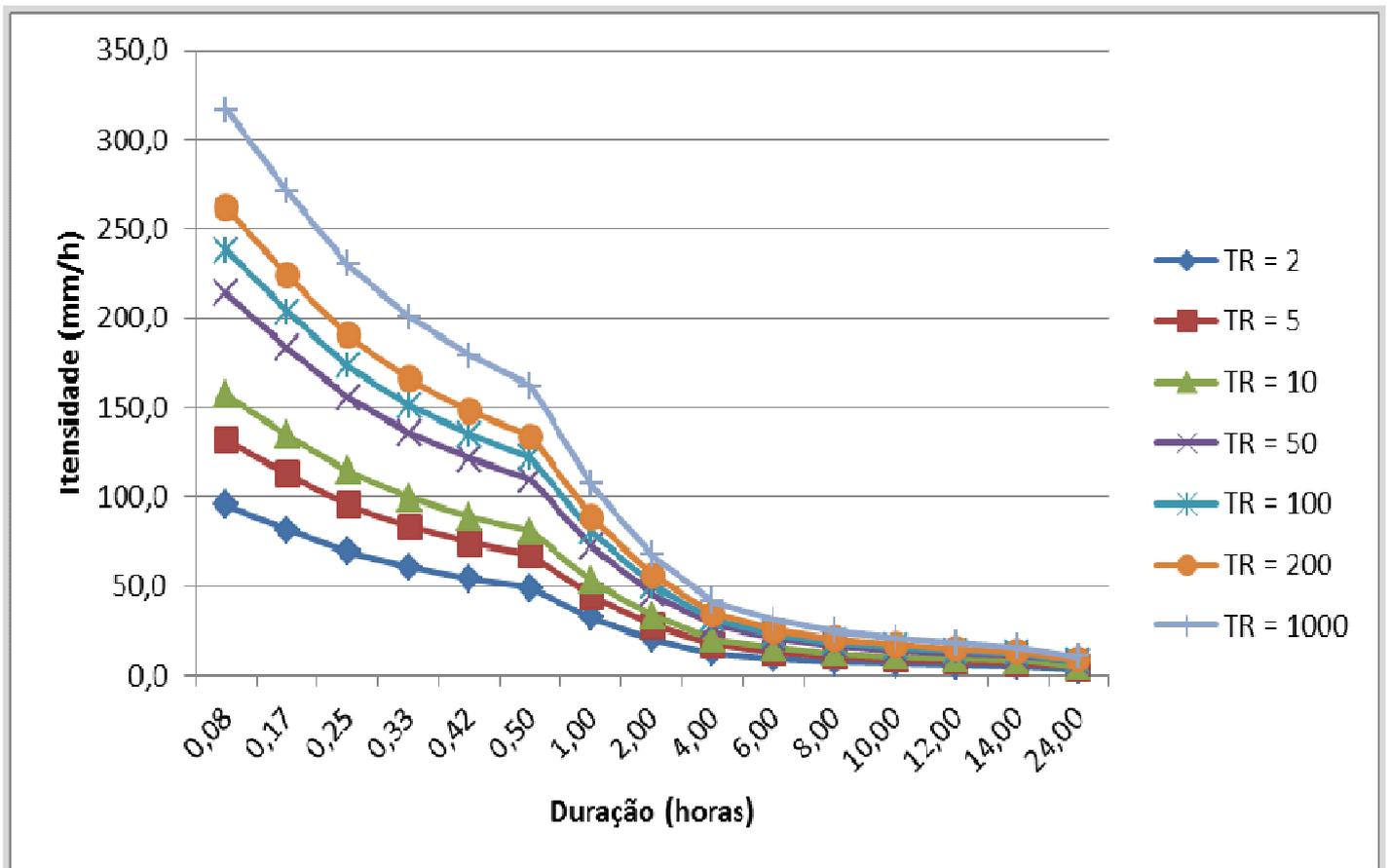


Gráfico 11: Intensidade x Duração x Frequência – IDF

### 1.6.3. Tempo de Retorno

A probabilidade ou o tempo de retorno é calculado com base na série histórica observada no local. Para o cálculo da probabilidade, as séries devem ser representativas e homogêneas no tempo. Quando a série é representativa, os dados existentes permitem calcular corretamente a probabilidade.

Em projeto de áreas urbanas, como haverá alterações na bacia, o risco adotado se refere à ocorrência de uma determinada precipitação e não necessariamente da vazão resultante, que é consequência da precipitação em combinação com outros fatores da bacia hidrográfica.

O risco adotado para um projeto define a dimensão dos investimentos envolvidos e a segurança quanto às enchentes. A análise adequada envolve um estudo de avaliação econômica e social dos impactos das enchentes para a definição dos riscos. No entanto, esta prática é inviável devido ao alto custo do próprio estudo, principalmente para pequenas áreas.

O projetista deve procurar analisar adicionalmente o seguinte:

- Escolher o limite superior do intervalo da figura 7 quando envolverem grandes riscos de interrupção de tráfego, prejuízos materiais, potencial interferência em obras de infraestrutura como subestações elétricas, abastecimento de água, armazenamento de produtos danosos quando misturado com água e hospitais;
- Quando existir risco de vida humana deve-se buscar definir um programa de defesa civil e alerta além de utilizar o limite de 100 anos para o projeto.
- Desta forma, os riscos usualmente adotados são apresentados na figura a seguir.

Quadro 7: Tr para projetos de drenagem urbana.

Sistema	Característica	Intervalo Tr (anos)	Valor freqüente (anos)
Microdrenagem	Residencial	2 - 5	2
	Comercial	2 - 5	5
	Áreas de prédios públicos	2 - 5	5
	Aeroporto	5 - 10	5
	Áreas comerciais e Avenidas	5 - 10	10
Macro-drenagem		10 - 25	10
Zoneamento de áreas ribeirinhas		5 - 100	100*

\* limite da área de regulamentação

Fonte: Manual de Drenagem Urbana (UFRGS,2005).

O risco ou a probabilidade de ocorrência de uma precipitação ou vazão igual ou superior num determinado período de n anos é:

$$P_n = 1 - (1-p)^n$$

O risco de uma vazão ou precipitação é entendido neste manual como a probabilidade (p) de ocorrência de um valor igual ou superior num ano qualquer. O tempo de retorno ( $T_r$ ) é o inverso da probabilidade p e representa o tempo, em média, que este evento tem chance de se repetir.

$$T_r = \frac{1}{P}$$

Portanto para o estudo de microdrenagem foi utilizado o tempo de retorno de 50 anos, com probabilidade da cheia (ano hidrológico 2005 – 2006) da série histórica observada (1982 – 2012) ocorrer nos próximos 50 anos de 87%.

Para o estudo de macrodrenagem, modelagem hidrológica, o tempo de retorno selecionado para dimensionado dos reservatórios foi de 100 anos, com probabilidade da mesma cheia mencionada acima de ocorrer nos próximos 100 anos de 98%.

#### 1.6.4. Vazões de Projeto

O Método Racional tem sido utilizado para a estimativa das vazões na microdrenagem, enquanto os modelos hidrológicos que determinam o hidrograma do escoamento são utilizados para as obras de macrodrenagem. Justamente por ser uma metodologia com simplificações e limitações, o Método Racional pode ser utilizado somente para bacias com áreas de até 2 km<sup>2</sup> (Manual de Drenagem Urbana, 2005).

Portanto, para as bacias menores que 2 km<sup>2</sup> cujas soluções de drenagem se resumem apenas a medidas de microdrenagem as vazões de projeto foram determinadas através do Método Racional.

Os princípios básicos do Método Racional são:

- A duração da precipitação máxima de projeto é igual ao tempo de concentração da bacia. Admite-se que a bacia é pequena para que essa condição aconteça, pois a duração é inversamente proporcional à intensidade;
- Adota um coeficiente único de perdas, denominado C, estimado com base nas características da bacia;
- Não avalia o volume da cheia e a distribuição temporal das vazões, portanto não pode ser utilizado para o dimensionamento de reservatórios de amortecimento.
- A equação do modelo é a seguinte:

$$Q = 0,278.C.I.A$$

Onde:

Q, vazão máxima (m<sup>3</sup>/s);

C, coeficiente de escoamento;

I, intensidade da precipitação (mm/h);

A, área da bacia (km<sup>2</sup>).

A intensidade da precipitação corresponde ao valor obtido na curva IDF apresentada anteriormente observando o respectivo TR de 50 anos.

Sendo assim, para as bacias de drenagem 3A, 3B, 3C, 8, 8A, 9D, 10, 13, 14 e 15 as vazões de projeto foram calculadas através do Método Racional.

Os valores recomendados para o coeficiente de escoamento, conforme ASCE, 1969 e Wilken, 1978, estão apresentados na figura a seguir.

Quadro 8: Valores de C por tipo de ocupação urbana.

<b>Área Comercial/Edificação muito densa:</b>	
Partes centrais, densamente construídas, em cidade com ruas e calçadas pavimentadas	0,70 - 0,95
<b>Área Comercial/Edificação não muito densa:</b>	
Partes adjacentes ao centro, de menor densidade de habitações, mas com ruas e calçadas pavimentadas	0,60 - 0,70
<b>Área Residencial:</b>	
residências isoladas; com muita superfície livre	0,35 - 0,50
unidades múltiplas (separadas); partes residenciais com ruas macadamizadas ou pavimentadas	0,50 - 0,60
unidades múltiplas (conjugadas)	0,60 - 0,75
lotes com > 2.000 m <sup>2</sup>	0,30 - 0,45
áreas com apartamentos	0,50 - 0,70
<b>Área industrial:</b>	
indústrias leves	0,50 - 0,80
indústrias pesadas	0,60 - 0,90
<b>Outros:</b>	
Matas, parques e campos de esporte, partes rurais, áreas verdes, superfícies arborizadas e parques ajardinados	0,05 - 0,20
parques, cemitérios; subúrbio com pequena densidade de construção	0,10 - 0,25
Playgrounds	0,20 - 0,35
pátios ferroviários	0,20 - 0,40
áreas sem melhoramentos	0,10 - 0,30

Fonte: Adaptado: ASCE, 1969 e Wilken, 1978

A **macro drenagem** envolve bacias geralmente com área superior a 2 km<sup>2</sup>, onde o escoamento é composto pela drenagem de áreas urbanizadas e não urbanizadas. O planejamento da drenagem urbana envolve a definição de cenários, medidas de planejamento do controle de macro drenagem e estudos de alternativas de projeto (Manual de Drenagem Urbana, 2005).

A impermeabilização e a canalização produzem aumento da vazão máxima e do escoamento superficial. Para que esse acréscimo de vazão máxima não seja transferido para jusante, utiliza-se o amortecimento do volume gerado, através de dispositivos como: tanques, lagos e pequenos reservatórios abertos ou enterrados, entre outros. Essas medidas são denominadas de controle a jusante (*downstream control*).

Os reservatórios são utilizados conforme o objetivo de controle desejado, sendo os três mais encontrados: controle da vazão máxima, controle do volume e controle de material sólido. No caso da cidade de Pirapora o objetivo principal é controlar o aumento da vazão de escoamento superficial conduzindo o volume de água excedente para os reservatórios de retenção, a fim de infiltrar e evaporar o maior volume possível de água pluvial, e em casos de chuvas intensas liberar uma vazão máxima que não provoque danos a jusante.

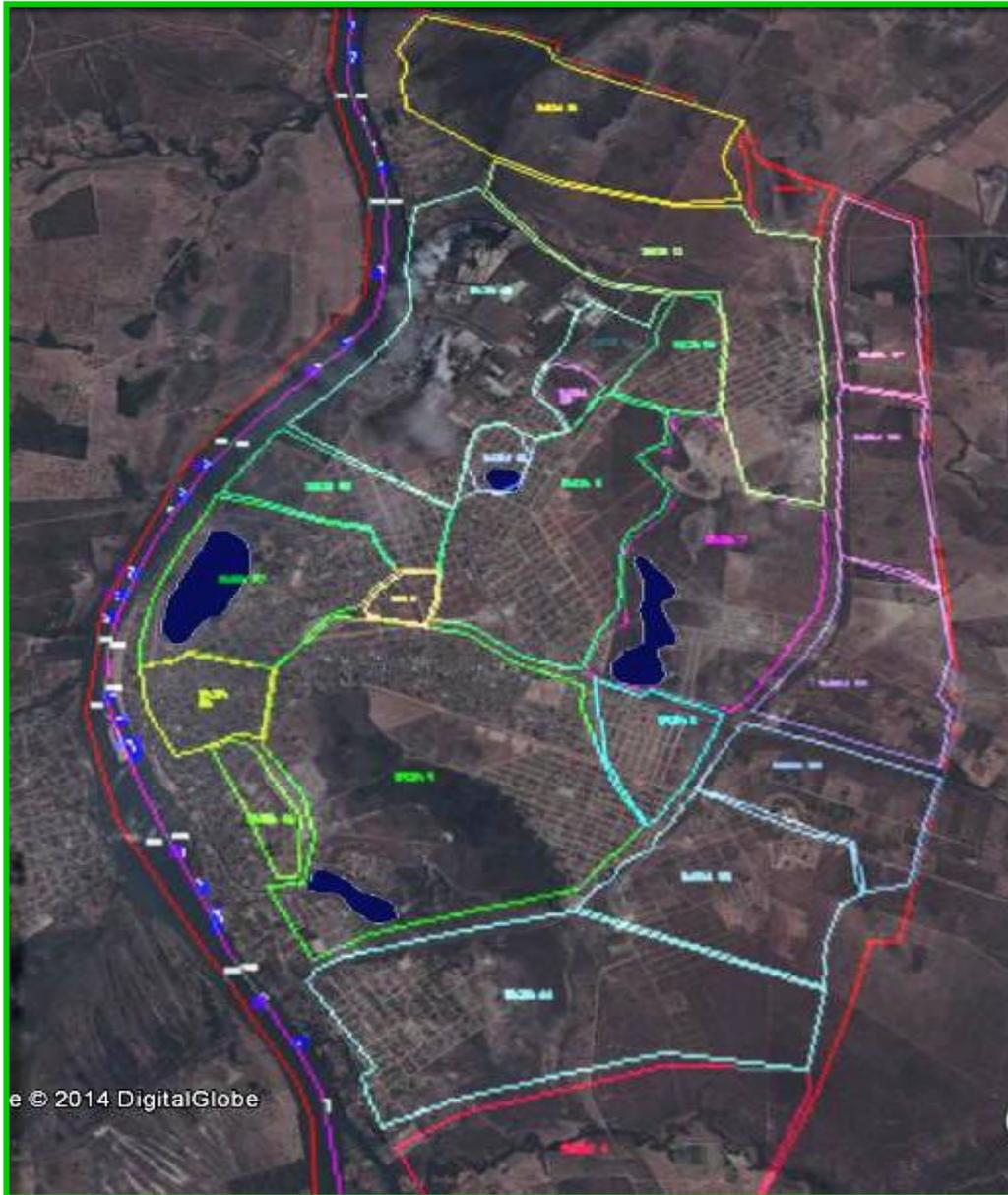
Os reservatórios podem ser dimensionados para manterem uma lâmina permanente de água (retenção), ou secarem após o seu uso, durante uma chuva intensa para serem utilizados em outras finalidades (detenção). A vantagem da manutenção da lâmina de água e do consequente volume morto é que não haverá crescimento de vegetação indesejável no fundo, sendo o reservatório mais eficiente para controle da qualidade da água. O seu uso integrado, junto a parques, pode permitir um bom ambiente recreacional e impedir que em épocas de estiagem a área do reservatório não seja utilizada para descarte incorreto de

resíduos sólidos urbanos, que pode contribuir para a diminuição do volume útil do reservatório.

Sendo assim foram locados quatro reservatórios urbanos com o objetivo de retenção nas seguintes bacias de drenagem: 5, 7, 9C e 12. Na bacia 9C visou aproveitar o reservatório existente, no entanto cabendo apenas dimensionar as vazões de projeto bem como a cota de nível máximo de água. Na bacia 7, utilizou-se do mesmo princípio anterior, aproveitar a formação existente denominada Lagoa do Maltez como reservatório de retenção. Já na bacia 12 visou transformar os dois tanques de acumulação existentes em apenas um reservatório, a fim de obter o maior volume possível para retenção.

O Tempo de retorno utilizado para dimensionar os reservatórios foi 100 anos, sendo que para as estruturas de emergência (vertedor) utilizou o  $T_r$  de 200 anos.

Em anexo 2 é apresentado o mapa com a proposição de implantação dos Reservatórios de Retenção de cheias.



Fonte: sobreposição de imagens no Google earth.  
Figura 2: Imagem de Locação dos reservatórios de retenção.

Ressalta-se, portanto que para a viabilidade construtiva dos reservatórios conforme previsto será necessário a adequação no Pano Diretor com o objetivo de ampliar as área de controle especial, visto a necessidade de remoção de famílias na área do Reservatório de retenção do Cícero Passo e da Lagoa Aparecida. Segundo o Plano Diretor do Município de Pirapora os reservatórios do Bairro Aparecida e da Lagoas Maltez são classificados com ZEIU – Zona *non aedificandi* e ACE 4 respectivamente, por se tratarem de áreas propícias a alagamentos (depressões) por possuírem características, como, por exemplo, lençol freático raso e solo com baixa capacidade de saturação de base.

Através de estruturas de micro drenagem e macro drenagem as águas pluviais serão conduzidas até os reservatórios de retenção evitando assim o alagamento nas áreas urbanas.

As medidas de macrodrenagem foram propostas para atender as bacias de escoamento que apresentam alto volume de escoamento superficial, que abrangem concomitantemente áreas urbanas consolidadas e áreas naturais, culminando em vários trechos alagados na malha urbana de Pirapora. No levantamento atualizado do sistema viário é possível observar os trechos com incidências de alagamento que serão sanados com a implantação de estruturas de micro drenagem, que deverá ser conduzidas ao reservatório de cada sub - bacia de escoamento.

#### **1.6.4.1. Software HEC – HMS**

Para execução da modelagem hidrológica foi utilizado o software computacional HEC – HMS (*Hydrologic Modeling System*), desenvolvido pelo Hydrologic Engineering Center do U. S. Army Corps of Engineers (Sistema de Modelagem Hidrológica, Centro de Engenharia Hidráulica, do Corpo de Exército de Engenheiros).

A metodologia utilizada para transformação da chuva em vazão considerando os cenários elaborados é apresentada a seguir.

#### **1.6.4.2. Transformação chuva-vazão**

O modelo de transformação chuva-vazão utilizado foi o do *Soil Conservation Service – SCS*, 1975, com a propagação superficial pelo hidrograma unitário triangular do SCS.

A equação utilizada para separação do escoamento superficial, considerando  $P > 0,2S$ , é a seguinte:

$$P_{ef} = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S}$$

Onde:

$P_{ef}$ , é a precipitação efetiva (em mm);

$P$ , é a precipitação de projeto (em mm);

$S$ , é a capacidade de armazenamento do solo (em mm).

A capacidade de armazenamento do solo é determinada através da seguinte fórmula:

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

No qual o parâmetro CN já foi determinado anteriormente neste estudo. Segundo SCS (1957), a relação entre o volume infiltrado e a capacidade máxima de armazenamento é igual à relação entre a precipitação efetiva e a total.

### 1.6.4.3. Hidrograma Unitário (SCS)

Hidrograma Unitário é o hidrograma resultante de um escoamento superficial unitário (1 mm, 1cm, 1 polegada) gerado por uma chuva uniforme distribuída sobre a bacia hidrográfica, com intensidade constante de certa duração. Em outras palavras, o hidrograma é um gráfico que relaciona a vazão em uma dada seção de controle em função do tempo.

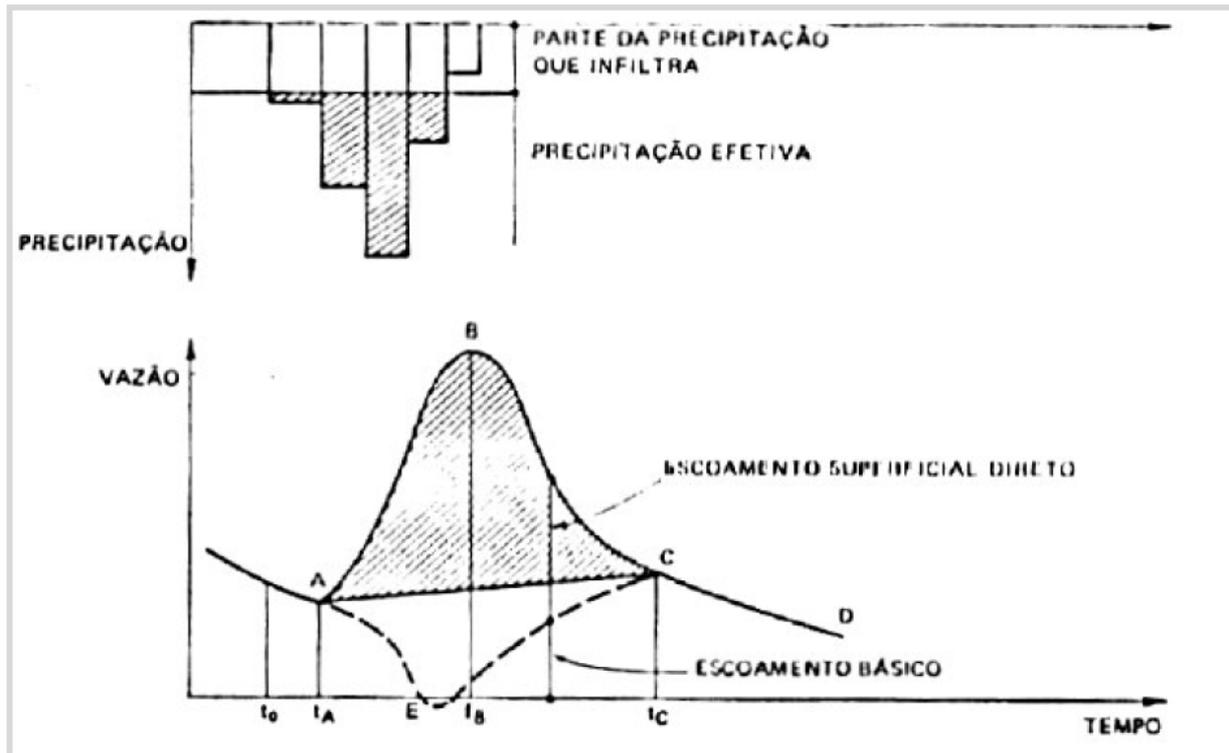


Figura 3: Ietograma e Hidrógrafa de uma chuva isolada (Vilela, 1975).

Uma vez excedida a capacidade de infiltração do solo, inicia-se o escoamento superficial direto, ponto A no hidrograma. A vazão, então, aumenta até atingir um máximo, ponto B, quando toda a bacia estiver contribuindo. A duração da precipitação é menor ou igual ao intervalo de tempo  $t_0$  a  $t_b$ . Terminada a precipitação, o escoamento superficial prossegue durante certo tempo e a curva de vazão vai diminuindo. Ao trecho BC do hidrograma denomina-se curva de depressão do escoamento superficial. (APOSTILA DE HIDROLOGIA APLICADA, 2010)

O hidrograma pode ser caracterizado por três partes principais: ascensão, altamente correlacionada com a intensidade da precipitação, e grande gradiente; região de pico, próximo ao valor máximo, quando o hidrograma começa a mudar de inflexão, resultado da redução da alimentação e chuvas e/ou amortecimento da bacia. Esta região termina quando o escoamento superficial acaba, resultando somente o escoamento subterrâneo; recessão, nesta fase, somente o escoamento subterrâneo está contribuindo para a vazão total do rio (TUCCI, 2009).

O escoamento superficial, que caracteriza as duas primeiras partes do hidrograma pode ser descrito por modelos hidrológicos. Para simular o escoamento superficial é

necessário separá-lo do escoamento subterrâneo e obter a precipitação efetiva que gerou o escoamento (Manual de Drenagem Urbana, 2005).

A metodologia proposta por SCS consiste nas seguintes etapas.

- Determinar o tempo de concentração da bacia (conforme Quadro 3).
- Determinar o parâmetro  $t_m$ .
- Determinar o tempo de pico do hidrograma,  $T_p = 0,6T_c$ .
- Determinar o tempo de recessão do hidrograma.
- Determinar o tempo de base do hidrograma.
- Determinar a vazão máxima, conforme equação abaixo.

$$Q_p = \frac{0,208.A}{t_m}$$

Onde:

$Q_p$  é a vazão máxima do hidrograma em  $m^3/s$ .

$A$  é a área a bacia em  $km^2$ .

$T_m$  é o intervalo de tempo, adimensional.

#### 1.6.5. Amortecimento da cheias

O método recomendado para o dimensionamento dos reservatórios é o de Puls, por ser um dos mais conhecidos. O método utiliza a equação de continuidade concentrada, sem contribuição lateral e a relação entre o armazenamento e a vazão é obtida considerando a linha de água do reservatório horizontal.

De forma sucinta para o início do cálculo é necessário definir o volume inicial do reservatório ( $S_0$ ). Esse volume depende dos critérios do estudo em análise ou do valor observado conhecido, no caso de reprodução de um evento. Conhecido  $S_0$  é calculado  $Q_0$  através da função entre as duas variáveis ( $Q = f(S)$ ).

Para o intervalo de tempo seguinte devem-se determinar os termos da direita da equação a seguir, já que todos os termos do lado esquerdo da equação são conhecidos (hidrograma de entrada deve ser previamente conhecido).

$$Q_{t+1} + \frac{2S_{t+1}}{\Delta t} = I_t + I_{t+1} - Q_t + \frac{2S_t}{\Delta t}$$

Onde:

$I_t$  e  $I_{t+1}$ , vazões de entrada no reservatório em  $t$  e  $t+1$ ;

$Q_t$  e  $Q_{t+1}$ , vazões de saída do reservatório em  $t$  e  $t+1$ ;

$S_t$  e  $S_{t+1}$ , armazenamento do reservatório nos tempos referidos.

O termo da direita é igual à abscissa da função  $f_1$ . Portanto entrando com esse valor na função obtém-se a vazão  $Qt+1$ . Conhecido  $Qt+1$  determina-se  $St+1$  através da função que relaciona essas variáveis.

Notamos que existe uma relação entre armazenamento e vazão. Esta relação é estabelecida com base nas seguintes relações:

- Cota e o armazenamento;
- Cota e vazão de saída.

A curva cota x armazenamento é obtida pela cubagem do reservatório. Através da delimitação da cota máxima do nível de água é realizado o estaqueamento de toda a área do reservatório. A cada intervalo de distância é traçado o perfil transversal de cada seção, obtendo assim a área, em  $m^2$ , e posteriormente o volume em  $m^3$ . Com o somatório de todas as seções delimitadas obtém o volume total disponível para armazenamento no reservatório. Como produto final tem-se a curva Cota x Área x Volume de cada reservatório.

A função entre cota e a vazão de saída depende do tipo de estrutura de saída que está sendo utilizada. Os reservatórios podem possuir dois tipos de extravasores: vertedor e descarregador de fundo.

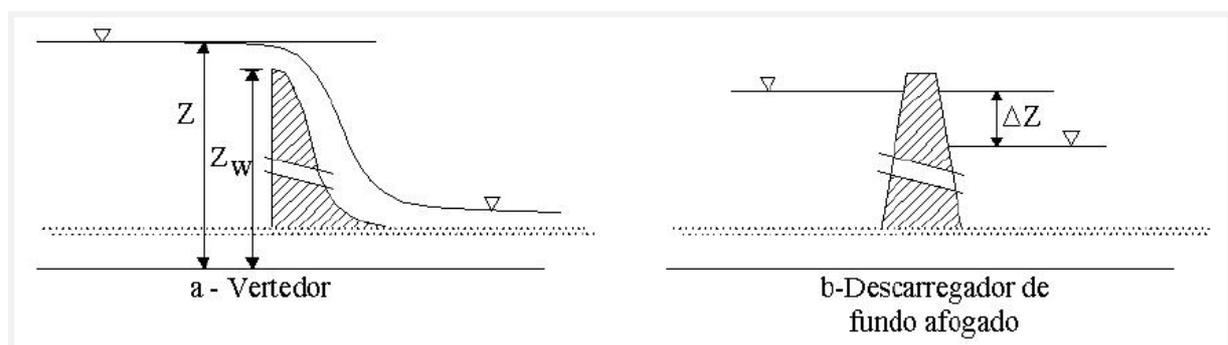


Figura 4: Modelos de extravasores de reservatórios.

Para o cenário futuro o modelo selecionado foi o vertedor de soleira livre, que funcionará como um extravasor de emergência. O vertedor foi projetado para operar em lâmina livre e com descarga em canal aberto.

A vazão de descarga do vertedor pode ser calculada pela seguinte expressão:

$$Q = Kw \cdot L \cdot (2g)^{0,5} H^{3/2}$$

Onde,

Q = vazão, em  $m^3/s$ ;

Kw = coeficiente de descarga, 0,49;

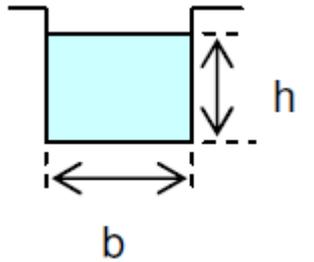
H = altura da lâmina d'água sobre a soleira, em m;

$g$  = aceleração da gravidade, de valor igual a  $9,81 \text{ m/s}^2$ ;

$L$  = largura do vertedor, em m.

No reservatório proposto para o Bairro Cícero Passos será adotado um sistema extravasor tipo galeria. O dimensionamento das galerias é realizado com base nas equações hidráulicas de movimento uniforme, como a de Manning, Chezy e outras. O cálculo depende do coeficiente de rugosidade e do tipo de galeria adotado.

A formulação mais utilizada para o dimensionamento de galeria com seção retangular é apresentada a seguir:

FORMA DA SEÇÃO	ÁREA – A (m <sup>2</sup> )	PERÍMETRO MOLHADO – P (m)	RAIO HIDRÁULICO – R (m)	LARGURA DO TOPO – B (m)
	$b.h$	$b + 2.h$	$\left(\frac{A}{P}\right) = \frac{b.h}{b + 2.h}$	$b$

No entanto o dimensionamento de galerias, sendo com seção retangular ou circular, a vazão de descarga é obtida em função da altura da lâmina d'água sobre a soleira da galeria ou sobre a geratriz inferior. Sendo assim, independente da seção escolhida, para fins de execução deve-se observar o volume e a profundidade mínima que o reservatório irá possuir a fim de obter a vazão de projeto para o tempo de retorno de 100 anos aqui proposto.

Conhecido a vazão de descarga obtemos enfim a curva Cota x Descarga. Para a determinação dos volumes dos reservatórios foi utilizado o levantamento planialtimétrico da malha urbana do município de Pirapora, em escala 1:500 e equidistância de 1 em 1 m.

O reservatório indicado na bacia de drenagem 5 –Fazenda Estancia (longitude 506396.97 m E, latitude 8080605.69 m S) irá receber toda a contribuição superficial da respectiva bacia, amortecer a vazão de projeto, e extravasar para o canal de macrodrenagem existente a jusante.

O reservatório proposto para a bacia de drenagem 9C – Lagoa Aparecida irá receber toda a contribuição superficial da respectiva bacia, acrescido da vazão da bacia 5, 9A e bacia 9B. Continuará a extravasar todo o volume de água acumulada para o canal existente a jusante que por fim deságua no rio São Francisco.

O reservatório proposto para a bacia 7 (Lagoa Maltez) irá receber toda a contribuição da respectiva bacia, acrescido da vazão de projeto da bacia 6, irá extravasar a jusante passando pela bacia 8A, desaguando na calha do córrego Pindaibas, no ponto de coordenadas 509910.02 m E, 8086683.78 m S.

O reservatório proposto na bacia 12 –Cícero Passos, irá reter todo o volume de água precipitada da respectiva bacia.

Considerando o cenário futuro, para que toda a vazão de escoamento superficial gerada pela bacia 6 seja conduzida para o reservatório proposto na bacia 7 foi previsto a implantação de um sistema de micro drenagem e macrodrenagem (canal aberto). O sistema de micro drenagem será responsável por captar, coletar e conduzir toda a vazão, principalmente à do trecho compreendido entre a Rua Alexandrina Viana da Costa e a R. F. F. S. A. (Rede Ferroviária Federal Sociedade Anônima) no Bairro Cidade Jardim. Do trecho compreendido pela R. F. F. S. A. até a Av. Herculano Cintra Mourão foi dimensionado um canal aberto com seção trapezoidal que escoará toda a vazão da bacia até o reservatório da bacia 7.

No entanto, se deve alertar para a transposição da Av. Herculano Cintra Mourão que deve ser realizada através de bueiro a ser dimensionado em uma etapa de projeto futura, mas com observância da vazão de projeto obtida neste estudo hidrológico. Portanto foi proposto um canal com forma trapezoidal possuindo 675 m de comprimento, largura da base inferior igual a 4 m, e inclinação dos taludes de 1V:2H.

## 1.7. MODELO HIDROLÓGICO

O modelo hidrológico será analisado considerando:

Cenário atual: estimar a vazão de projeto que mais tem influência nas áreas objeto de macrodrenagem com base nas estruturas e condições existentes.

- Cenário futuro sem implantação de reservatórios de retenção: considerando as bacias em condições de saturação (100% edificadas) respeitando o zoneamento definido pelo Plano Diretor Municipal de Pirapora.
- Cenário futuro com implantação de reservatórios de retenção: inserção de reservatórios urbanos a fim de amortecer as vazões máximas de projeto evitando assim alagamentos na malha urbana, considerando as bacias em condições de saturação (100% edificadas).

Para a caracterização do modelo hidrológico foi utilizado o software HEC – HMS é realizada através da inserção dos elementos hidrológicos: sub-bacias, forma de escoamento (canal), estruturas existentes (reservatórios de detenção/retenção), nascentes, sumidouros, ou confluência. Para o cenário atual o modelo hidrológico foi caracterizado a fim de observar as vazões geradas em cada bacia de drenagem delimitada, sendo inserido para cada bacia, um elemento “sink”, ou seja, uma depressão. Para o cenário futuro, foram acrescentados os reservatórios e o canal de escoamento na bacia 6, conforme ilustrado a seguir.

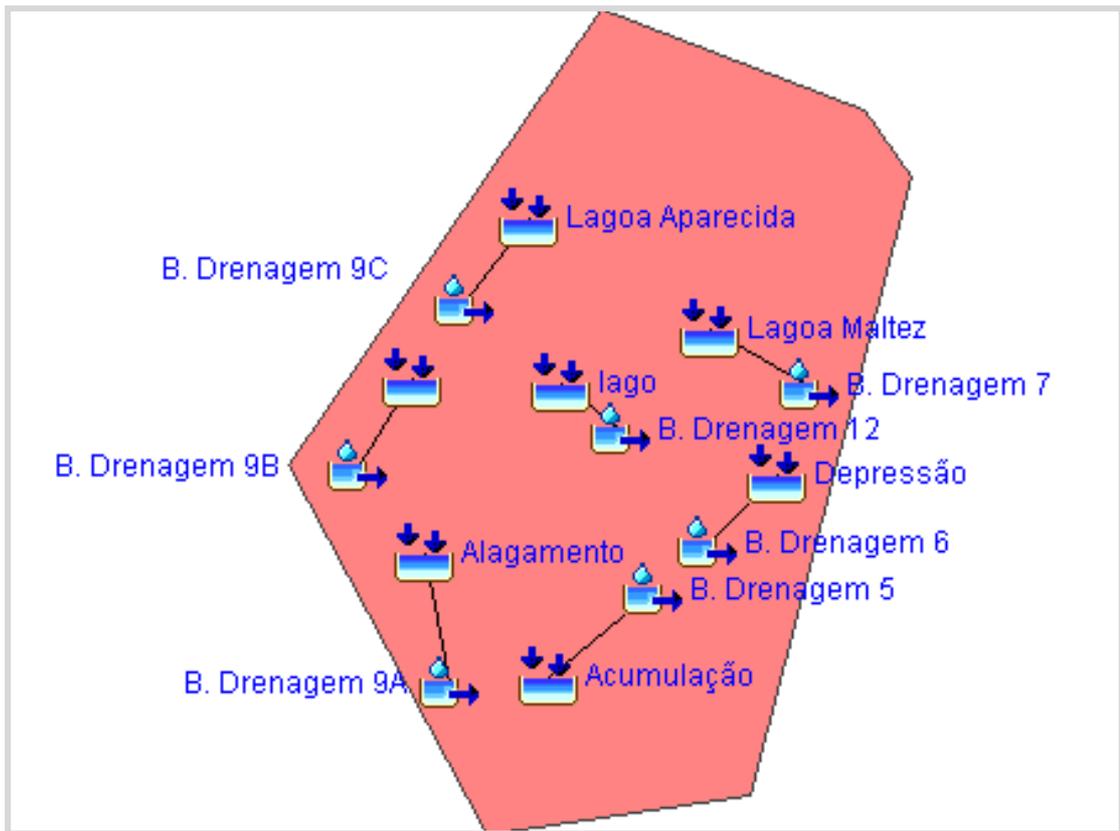


Figura 5: Modelo Hidrológico no HEC-HMS: cenário atual.

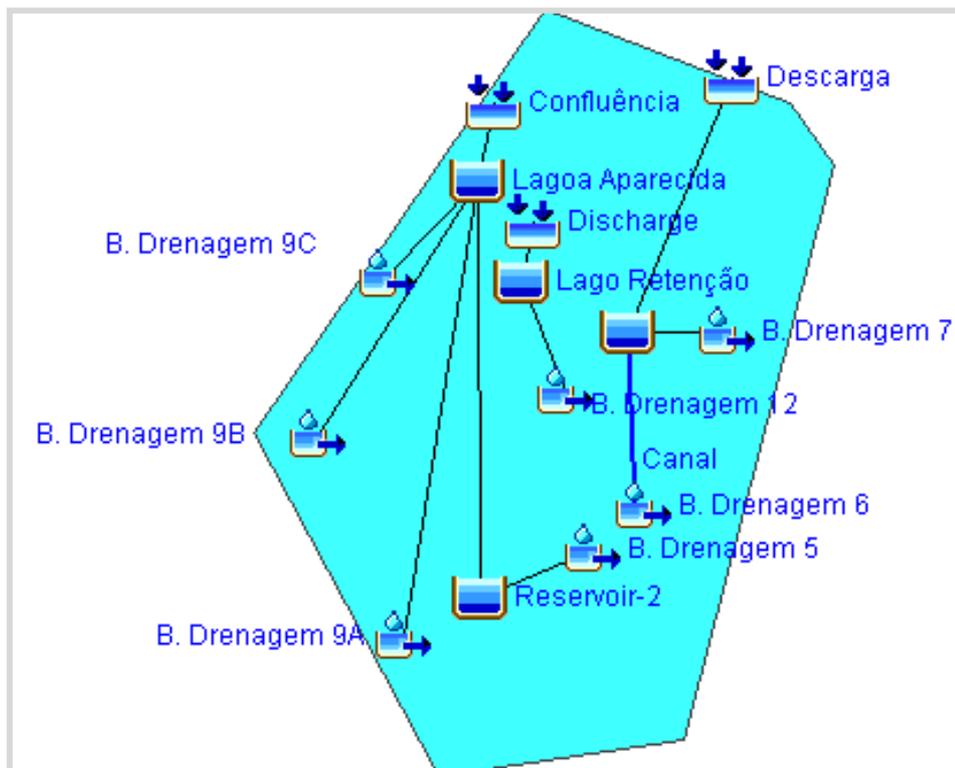


Figura 6 – Modelo Hidrológico no HEC-HMS: cenário futuro.

A figura no fundo de cada modelo hidrológico representa os limites da malha urbana do município de Pirapora.

## 1.8. RESULTADOS

O tempo de concentração é uma das variáveis mais importantes na determinação da vazão de projeto de uma bacia hidrográfica, portanto foi utilizada precipitação com tempo de duração acima dos valores de  $T_c$  para as bacias alvo de micro drenagem. Sendo assim para a determinação das vazões de projeto para as bacias pequenas ( $A < 2 \text{ km}^2$ ) foram utilizadas alturas pluviométricas com tempo de duração a partir de 15 minutos.

Quadro 9: Vazões de projeto para micro drenagem

BACIA DE DRENAGEM	ÁREA (km <sup>2</sup> )	I (mm/h)	C	Q (m <sup>3</sup> /s)
3A	1.11	155.7	0.7	33.7
3B	0.10	155.7	0.7	3.0
3C	0.10	155.7	0.5	2.2
8	1.93	155.7	0.25	20.9
8A	0.79	155.7	0.7	23.9
9D	0.87	155.7	0.7	26.4
10	0.23	155.7	0.3	2.9
13	0.23	155.7	0.8	8.1
14	0.38	155.7	0.8	13.3
15	1.84	155.7	0.8	63.7

A intensidade de chuva se refere ao tempo de retorno de 50 anos com duração crítica de 15 minutos, podendo ser observada na curva IDF apresentada no gráfico 11. A área considerada para o cálculo da vazão foi a de cenário futuro, ou seja, considerando o zoneamento definido pelo Plano Diretor Municipal de Pirapora, com cada bacia de drenagem totalmente saturada.

O estudo hidrológico a fim de embasar as estruturas de macrodrenagem apresentou as seguintes vazões para o cenário atual:

Quadro 10: Vazões de pico para o cenário atual (Tr de 2, 5 e 10 anos).

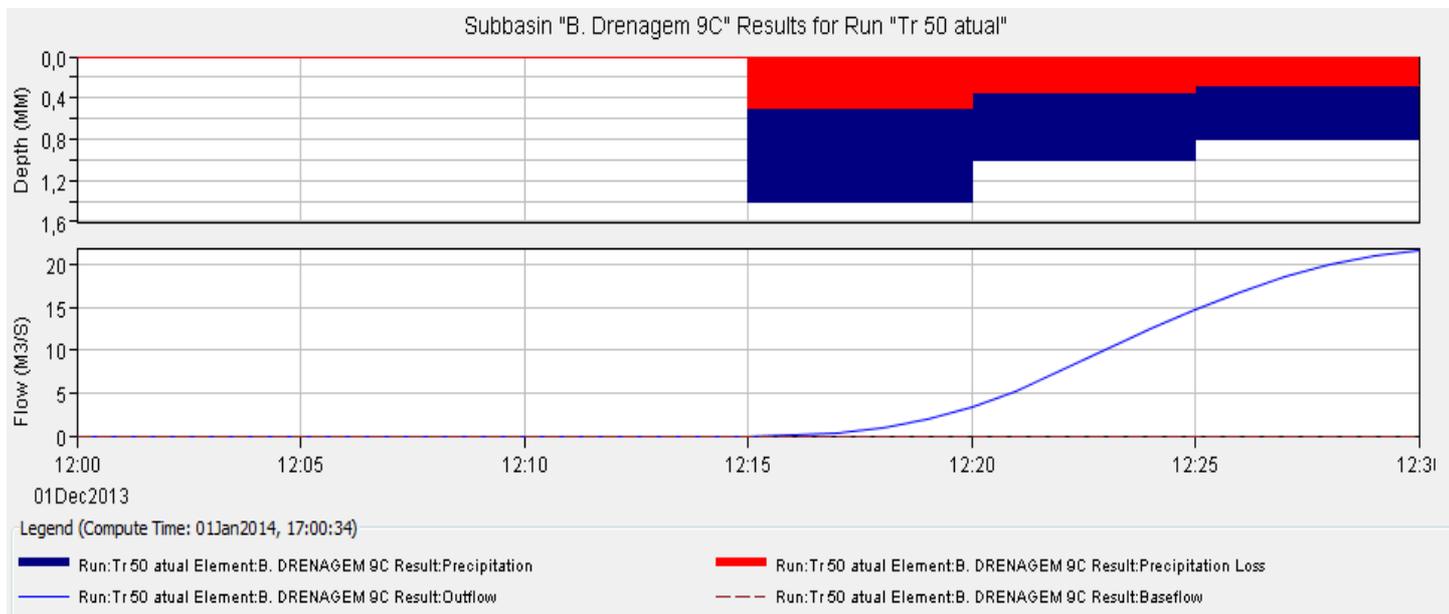
BACIA DE DRENAGEM	Tr = 2 ANOS			Tr = 5 ANOS			Tr = 10 ANOS		
	DC	VAZÃO DE PICO (m <sup>3</sup> /s)	C	DC	VAZÃO DE PICO (m <sup>3</sup> /s)	C	DC	VAZÃO DE PICO (m <sup>3</sup> /s)	C
5	0.08	4.8	0.02	0.17	7	0.02	0.17	8.3	0.03
6	0.08	0.9	0.02	0.17	1.3	0.02	0.17	1.6	0.03
7	0.08	1.7	0.02	0.17	2.6	0.02	0.17	3	0.03
9A	0.08	2.5	0.5	0.17	4	0.5	0.17	4.5	0.5
9B	0.08	5.2	0.5	0.17	8.5	0.5	0.17	9.4	0.5
9C	0.08	9.2	0.2	0.17	14.3	0.2	0.17	16.3	0.2
12	0.08	1.9	0.5	0.17	3.0	0.5	0.17	3.4	0.5

Quadro 11 - Vazões de pico para o cenário atual (Tr de 50, 100, 200 e 1000 anos).

BACIA DE DRENAGEM	Tr = 50 ANOS			Tr = 100 ANOS			Tr = 200 ANOS			Tr = 1000 ANOS		
	DC	VAZÃO DE PICO (m³/s)	C	DC	VAZÃO DE PICO (m³/s)	C	DC	VAZÃO DE PICO (m³/s)	C	DC	VAZÃO DE PICO (m³/s)	C
5	0.25	11.3	0.03	0.25	11.9	0.03	0.33	13.4	0.02	0.5	16.6	0.03
6	0.25	2.2	0.04	0.25	2.3	0.04	0.33	2.6	0.04	0.5	3.2	0.04
7	0.25	4	0.03	0.25	4.3	0.03	0.33	4.7	0.04	0.5	5.8	0.03
9A	0.25	5.9	0.5	0.25	6.6	0.5	0.33	7.2	0.5	0.5	8.7	0.5
9B	0.25	12.4	0.5	0.25	13.6	0.5	0.33	14.8	0.5	0.5	17.7	0.5
9C	0.25	21.6	0.2	0.25	23.4	0.2	0.33	25.9	0.2	0.5	31.4	0.2
12	0.25	4.4	0.5	0.25	4.9	0.5	0.33	5.4	0.4	0.5	6.4	0.4

Os resultados apresentados nos quadros acima são: DC se refere à duração crítica de chuva, em horas; vazão de pico ou de projeto, em m³/s; e C, o coeficiente de escoamento superficial, sendo a relação da altura do escoamento superficial “run off” (mm) sobre o volume total precipitado (mm).

A vazão de pico é referente ao escoamento superficial produzido nas áreas impermeáveis existentes. A bacia que apresentou maior volume de escoamento em todos os tempos de retorno foi a bacia de drenagem 9C \_Lagoa Aparecida, em que a altura da lamina d’água chegou a atingir 3,76 mm para um Tr de 50 anos nas simulações computacionais, sendo a bacia que apresenta a maior área edificada.



Fonte: simulação computacional no software HEC-HMS. Jan/2014.

Quadro 12 – Hidrograma unitário da bacia de drenagem 9C para o cenário atual (Tr de 50 anos).

Podemos, ainda, analisar que as durações críticas não possuem mais de 30 minutos, se relacionando as durações que possuem as maiores intensidades de chuva, e também devido à baixa declividade das bacias de drenagem.

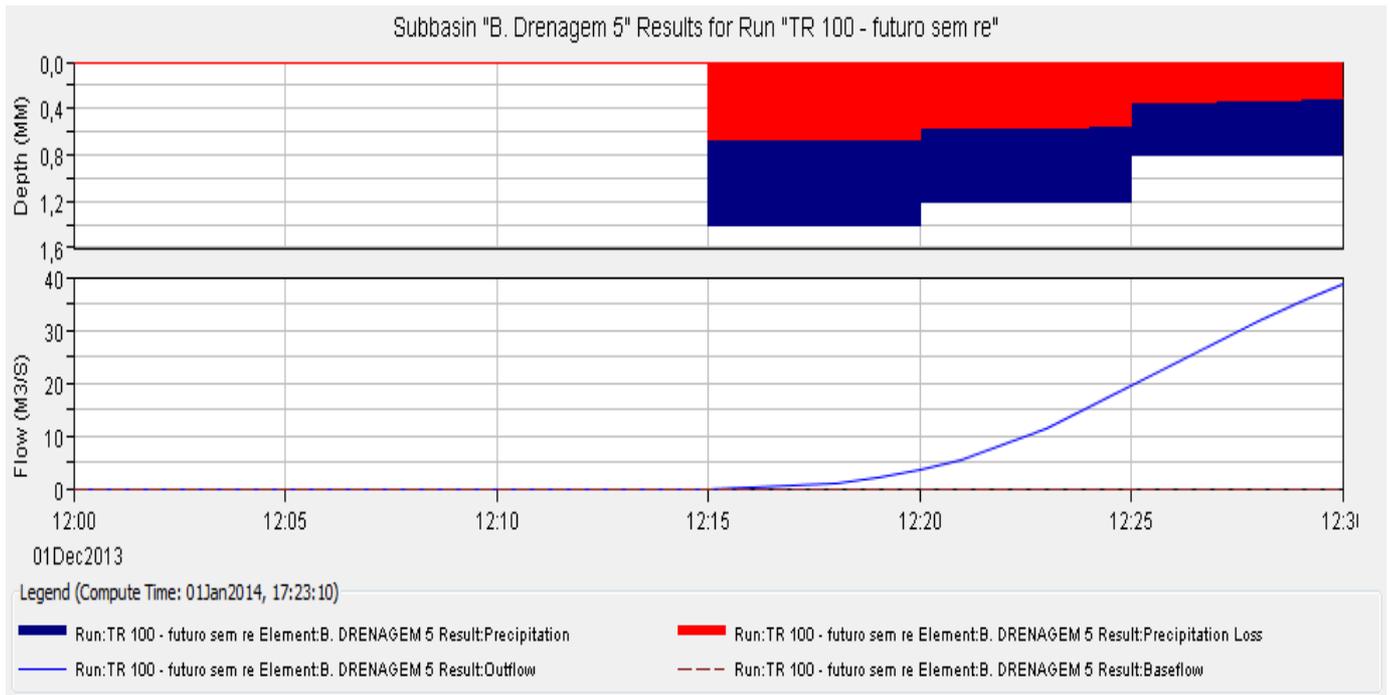
BACIA DE DRENAGEM	Tr = 2 ANOS			Tr = 5 ANOS			Tr = 10 ANOS		
	DC	VAZÃO DE PICO (m <sup>3</sup> /s)	C	DC	VAZÃO DE PICO (m <sup>3</sup> /s)	C	DC	VAZÃO DE PICO (m <sup>3</sup> /s)	C
5	0.08	15.4	0.1	0.17	23.3	0.1	0.25	27	0.1
6	0.08	3.6	0.2	0.17	5.5	0.2	0.25	6.4	0.2
7	0.08	11.6	0.2	0.17	18.3	0.2	0.25	20.8	0.2
9A	0.08	3.4	0.7	0.17	5.2	0.8	0.25	5.8	0.7
9B	0.08	6.3	0.7	0.17	9.8	0.8	0.25	10.8	0.7
9C	0.08	10.8	0.4	0.17	17.8	0.4	0.25	19.5	0.4
12	0.08	1.9	0.5	0.17	3.0	0.5	0.17	3.4	0.5

Figura 7 – Vazões de projeto para o cenário futuro – Tr de 2, 5 e 10 anos (sem implantação de reservatórios de retenção).

BACIA DE DRENAGEM	Tr = 50 ANOS			Tr = 100 ANOS			Tr = 200 ANOS			Tr = 1000 ANOS		
	DC	VAZÃO DE PICO (m <sup>3</sup> /s)	C	DC	VAZÃO DE PICO (m <sup>3</sup> /s)	C	DC	VAZÃO DE PICO (m <sup>3</sup> /s)	C	DC	VAZÃO DE PICO (m <sup>3</sup> /s)	C
5	0.25	36.4	0.1	0.25	38.9	0.1	0.33	43.5	0.1	0.5	53.8	0.1
6	0.25	8.6	0.2	0.25	9.2	0.2	0.33	10.2	0.2	0.5	12.5	0.2
7	0.25	27.4	0.2	0.25	29.9	0.2	0.33	33.2	0.2	0.5	40.1	0.2
9A	0.25	7.9	0.8	0.25	8.2	0.8	0.33	9.1	0.7	0.5	11.3	0.8
9B	0.25	14.9	0.8	0.25	15.5	0.8	0.33	17.1	0.7	0.5	21.2	0.8
9C	0.25	25.9	0.4	0.25	28.4	0.4	0.33	30.3	0.4	0.5	36.8	0.4
12	0.25	4.4	0.5	0.25	4.9	0.5	0.33	5.4	0.4	0.5	6.4	0.4

Figura 8 - Vazões de projeto para o cenário futuro – Tr de 50, 100, 200 e 1000 anos (sem implantação de reservatórios de retenção).

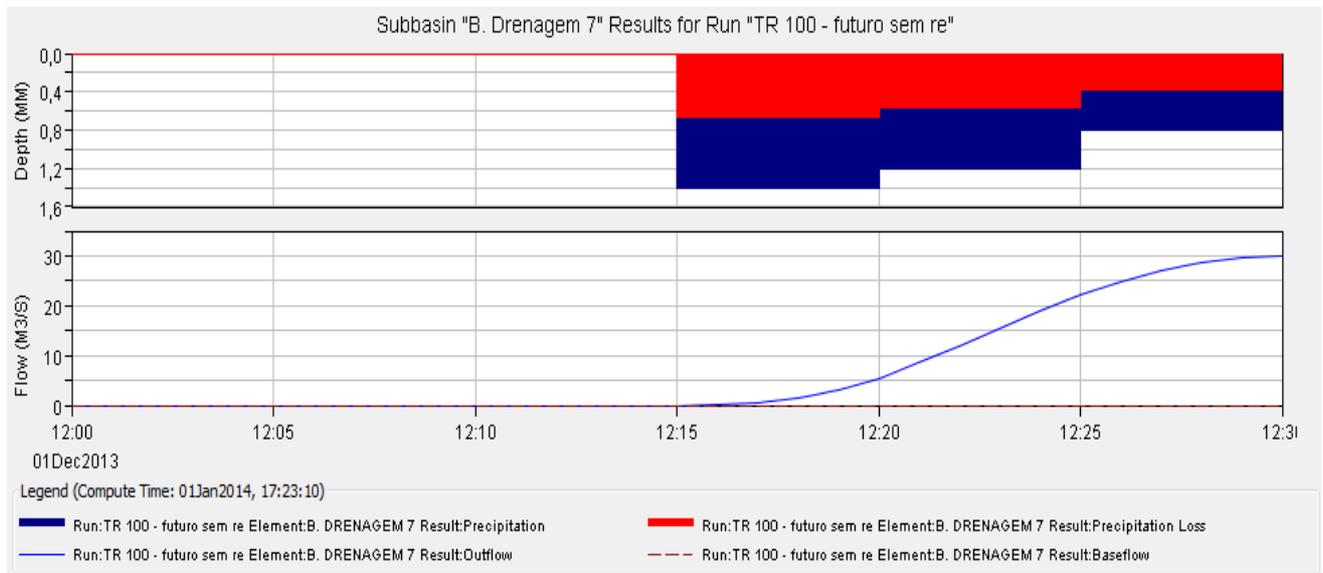
Neste cenário podemos observar que a bacia de drenagem 5 passa a contribuir com as maiores vazões de pico, devido ao fato de ser a bacia que ainda pode sofrer um alto grau de edificação/impermeabilização.



Fonte: simulação computacional no software HEC-HMS. Jan/2014.

Figura 9:- Hidrograma unitário da bacia de drenagem 5 para o cenário futuro (Tr de 100 anos).

Outro resultado importante é o demonstrado para a bacia 7, que sofreu um acréscimo na vazão de pico superior a 6 vezes comparando com o cenário atual. Essa bacia de drenagem compreende os bairros Primavera e São Geraldo.



Fonte: simulação computacional no software HEC-HMS. Jan/2014.

Figura 10 - Hidrograma unitário da bacia de drenagem 7 para o cenário futuro (Tr de 100 anos).

Com a inserção de medidas de microdrenagem (soluções de curto prazo) e medidas de macrodrenagem as vazões de pico serão amortecidas em reservatórios a fim de reter o volume de água pluvial mitigando os impactos das chuvas intensas. Todos os reservatórios aqui propostos foram pré-dimensionados com estruturas de emergências (vertedor) considerando um tempo de retorno superior ao dos reservatórios - Tr de 200 anos.

O reservatório RR - 2, locado na Fazenda Estancia foi pré-dimensionado com uma altura máxima de 1,5 metros, sendo a cota de fundo 483.5 metros. A soleira inferior do vertedor foi locada na cota 485 metros.

O reservatório da RR -1 Lagoa Aparecida foi pré-dimensionado com altura máxima de 1,5 metros, sendo a cota de fundo 479.3 metros. A soleira inferior do vertedor foi locada na cota 480.8 metros.

O reservatório da RR-3- Lagoa Maltez foi pré-dimensionado com altura máxima de 2,0 metros, sendo a cota de fundo 502.5 metros. A soleira inferior do vertedor foi locada na cota 504.5 metros.

O Reservatório do RR-4- Bairro Cícero Passos foi pré-dimensionado para fins de modelagem com profundidade máxima de 2,5 metros, sendo a cota de fundo 499.6 metros. A soleira inferior da galeria foi locada na cota 501.5 metros. A seguir o quadro com a relação Cota x Volume de cada reservatório.

Quadro 13: Cota x Volume dos reservatórios.

RESERVATÓRIO 2 (BAIRRO BOM JESUS II)			LAGOA APARECIDA			LAGOA MALTEZ			LAGO BAIRRO CÍCERO PASSOS		
COTA (m)	VOLUME (m³)	VOLUME ACUMULADO (m³)	COTA (m)	VOLUME (m³)	VOLUME ACUMULADO (m³)	COTA (m)	VOLUME (m³)	VOLUME ACUMULADO (m³)	COTA (m)	VOLUME (m³)	VOLUME ACUMULADO (m³)
483.5 - 484	32137.98	32137.98	479.3 - 479.8	124447.48	124447.48	502.5 - 503	10057.5204	10057.5204	499.6 - 500	858.8	858.8
484 - 484.5	160689.89	192827.86	479.8 - 480.3	194896.55	319344.03	503 - 503.5	50287.602	60345.1224	500 - 500.5	4294.1	5152.94
484.5 - 485	195384.29	<b>388212.16</b>	480.3 - 480.8	241547.80	<b>560891.83</b>	503.5 - 504	111477.1415	171822.2639	500.5 - 501	21470.7	26623.64
-	-	-	-	-	-	504 - 504.5	61189.54	<b>233011.80</b>	501 - 501.5	29058.8	55682.39
-	-	-	-	-	-	-	-	-	501.5 - 502	32329.1	<b>88011.49</b>

A seguir é apresentando o resultado proporcionado devido à implantação dos reservatórios de retenção.

Quadro 14: Elevação x Armazenamento dos Reservatórios de retenção (Tr de 2 e 5 anos).

RESERVATÓRIO DE RETENÇÃO	Tr = 2 Anos				Tr = 5 Anos			
	Q (m³/s) entrada	Q (m³/s) de saída	Armazenamento (m³)	Elevação (m)	Q (m³/s) entrada	Q (m³/s) de saída	Armazenamento (m³)	Elevação (m)
Reservatório 2 (Bacia de Drenagem 5)	15.4	0.00	37200.00	484.1	23.3	0.00	39400.00	484.1
Lagoa Aparecida	19.6	0.00	37500.00	479.5	32.4	0.00	44100.00	479.5
Lagoa Maltez	11.6	0.00	35300.00	503.9	18.3	0.00	37800.00	503.9
Lago Bairro Cícero Passos	1.9	0.00	1800.00	500.2	3	0.00	2200.00	500.3

Quadro 15: Elevação x Armazenamento dos Reservatórios de retenção (Tr de 10 e 50 anos)

RESERVATÓRIO DE RETENÇÃO	Tr = 10 Anos				Tr = 50 Anos			
	Q (m³/s) entrada	Q (m³/s) de saída	Armazenamento (m³)	Elevação (m)	Q (m³/s) entrada	Q (m³/s) de saída	Armazenamento (m³)	Elevação (m)
Reservatório 2 (Bacia de Drenagem 5)	27	0.00	40800.00	484.1	36.4	0.00	44000.00	484.1
Lagoa Aparecida	35.2	0.00	47100.00	479.5	46.8	0.00	54700.00	479.5
Lagoa Maltez	21.1	0.00	39200.00	503.9	28.9	0.00	42400.00	503.9
Lago Bairro Cícero Passos	3.4	0.00	2500.00	500.3	4.4	0.00	3100.00	500.4

Quadro 16: Elevação x Armazenamento dos Reservatórios de retenção (Tr de 100, 200 e 1000 anos)

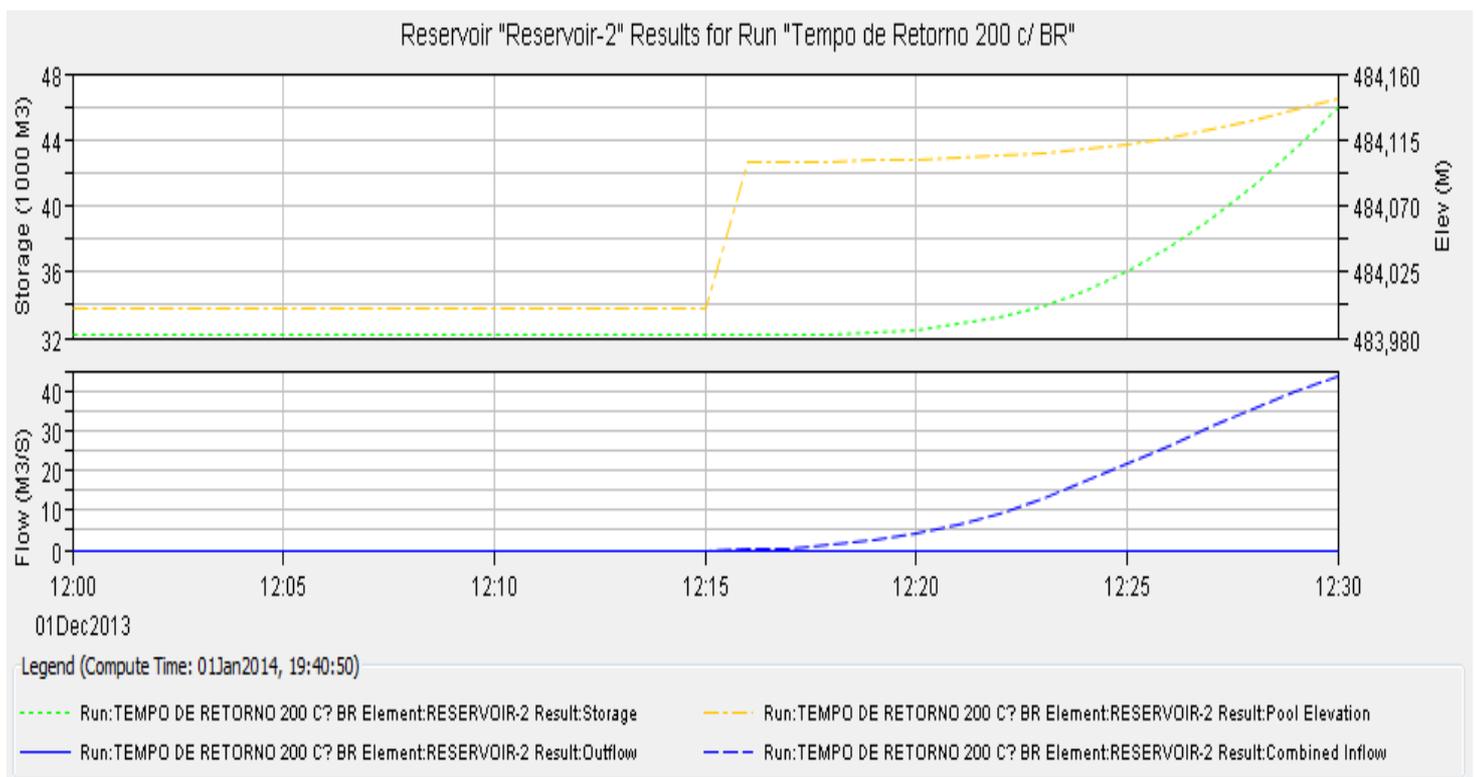
RESERVATÓRIO DE RETENÇÃO	Tr = 100 Anos				Tr = 200 Anos				Tr = 1000 Anos			
	Q (m³/s) de entrada	Q (m³/s) de saída	Armazenamento (m³)	Elevação (m)	Q (m³/s) de entrada	Q (m³/s) de saída	Armazenamento (m³)	Elevação (m)	Q (m³/s) de entrada	Q (m³/s) de saída	Armazenamento (m³)	Elevação (m)
Reservatório 2 (Bacia de Drenagem 5)	38.9	0.00	44400.00	484.1	43.5	0.00	45900.00	484.1	53.8	0.00	49200.00	484.2
Lagoa Aparecida	51.3	0.00	56700.00	479.5	54.5	0.00	60300.00	479.5	66.4	0.00	67900.00	479.6
Lagoa Maltez	31.5	0.00	43000.00	503.9	35.7	0.00	44500.00	503.9	44.7	0.00	47900.00	504
Lago Bairro Cícero Passos	4.9	0.00	3200.00	500.4	5.4	0	3400.00	500.4	6.4	0	4000	500.5

Os resultados apresentados nos quadros acima são: vazão de entrada, referente à vazão de pico afluente de cada bacia de drenagem ao reservatório; vazão de saída referente à vazão do vertedor, estrutura de emergência; armazenamento refere-se ao volume total armazenado para a vazão de projeto; e, elevação, a cota do nível de água no reservatório.

A primeira análise que possamos fazer, e talvez a mais importante, é referente à vazão de saída, ou seja, ao vertedor/galeria. Para o tempo de retorno de projeto, 100 anos, bem como para os demais, relevando os  $T_r$  de 200 e 1.000 anos, em nenhum momento o nível de água atingiu a cota mínima de extravaso, demonstrando que os reservatórios possuem segurança relevante e acima dos riscos referentes ao tempo de retorno, e que são eficaz na retenção de toda a água pluvial drenada.

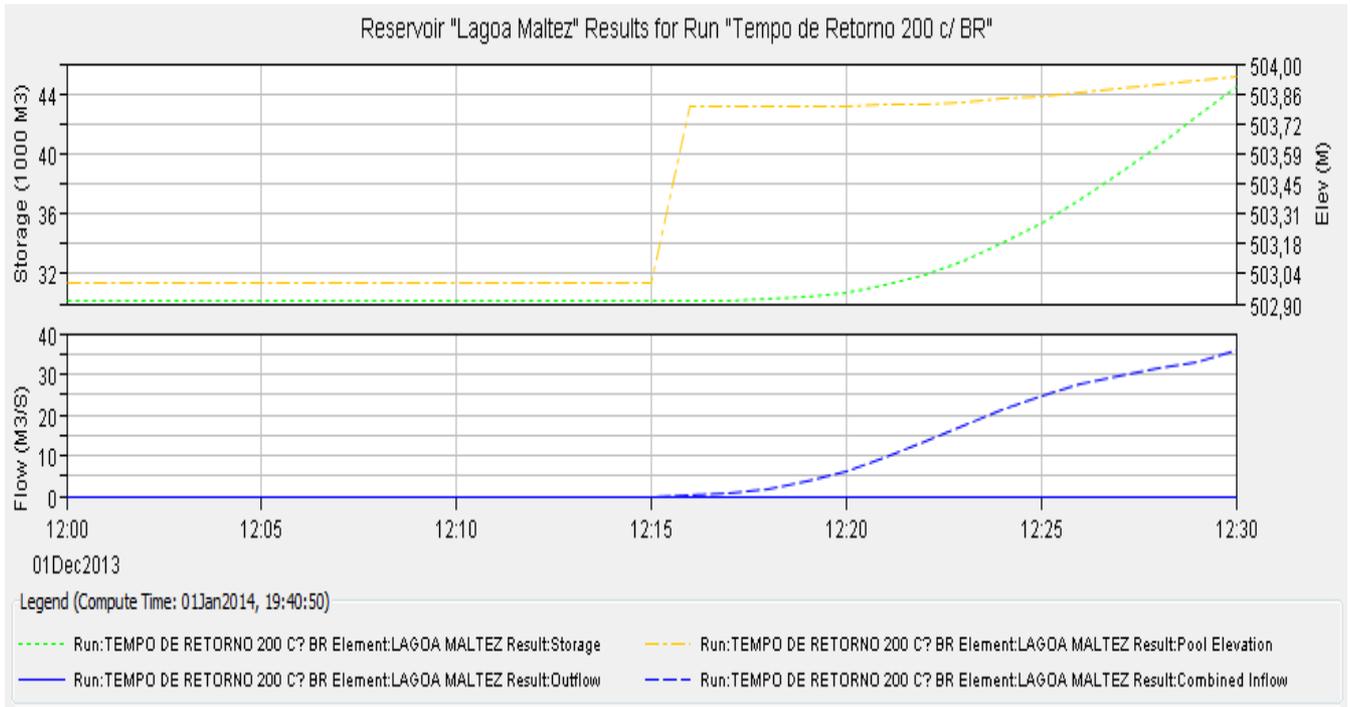
Podemos analisar que o reservatório que possuirá a maior profundidade de d'água, considerando o tempo de retorno de 1.000 anos, é o reservatório Lagoa Maltez com 1,5 m.

A altura da lâmina d'água no reservatório do Bairro Cícero Passos atingiu uma profundidade de 0,8 m para o tempo de retorno de 100 anos (vazão de projeto), logo, podemos concluir que o reservatório deve ter uma profundidade mínima para armazenamento de 0,8 m, acrescido da altura/diâmetro da galeria utilizada para escoar a jusante e a altura da borda livre, independente da cota mínima do fundo do reservatório. O volume mínimo disponível para retenção deve ser de 4.000 m<sup>3</sup>.



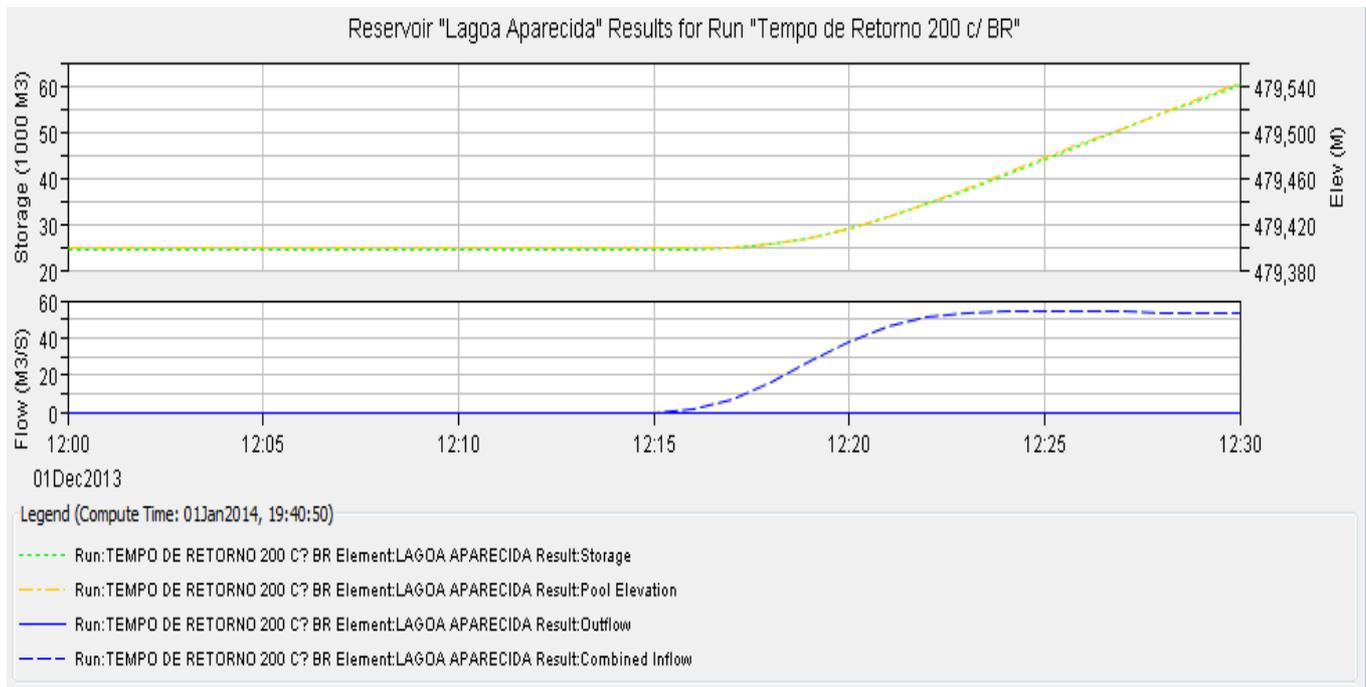
Fonte: simulação computacional no software HEC-HMS. Jan/2014.

Figura 11: Amortecimento e retenção provocado pelo reservatório 2,  $T_r$  200 anos (Bairro Bom Jesus II).



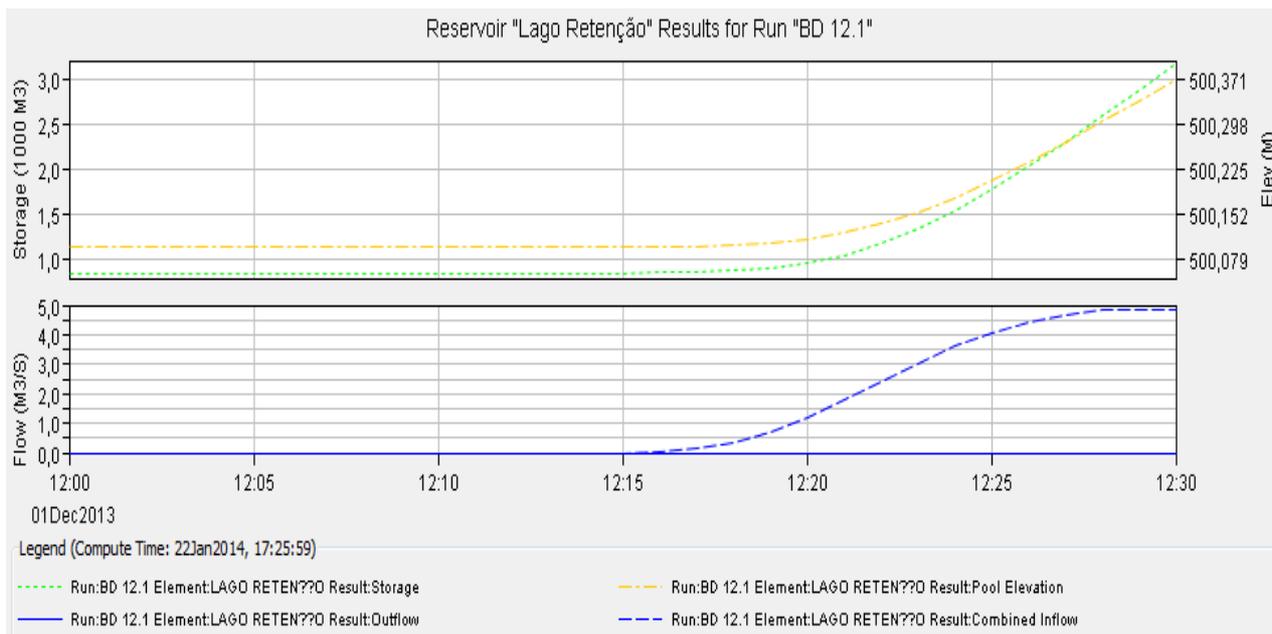
Fonte: simulação computacional no software HEC-HMS. Jan/2014.

Figura 12: Amortecimento e retenção provocado pelo reservatório Lagoa Maltez, Tr 200 anos.



Fonte: simulação computacional no software HEC-HMS. Jan/2014.

Figura 13: Amortecimento e retenção provocado pelo reservatório Lagoa Aparecida, Tr 200 anos e 100 anos.



Fonte: simulação computacional no software HEC-HMS. Jan/2014.

Figura 14: Amortecimento e retenção provocado pelo reservatório no Bairro Cícero Passos, Tr

No entanto, o vertedor do reservatório 2 foi projetado para escoar a jusante no canal de macrodrenagem existente na cidade de Pirapora. Mesmo que nas simulações aqui apresentadas o vertedor não foi utilizado, será considerada uma vazão máxima referente à altura máxima da lamina d'água sobre a soleira do vertedor de 1 metro. Esta simulação será a fim de verificar a eficiência do canal em casos de emergência, sendo este assunto abordado através de estudo hidráulico, em tópico específico.

Quadro 17: Quadro resumo com as vazões de projeto, Tr de 100 anos.

BACIA DE DRENAGEM	ÁREA (km <sup>2</sup> )	Q (m <sup>3</sup> /s)
3A	4.15	33.7
3B	2.08	3.0
3C	1.42	2.2
5	6.31	38.9
6	0.78	9.2
7	3.43	29.9
8	3.23	20.9
8A	0.79	23.9
9A	0.40	8.2
9B	0.75	15.5
9C	2.30	28.4
9D	1.20	26.4
10	0.23	2.9
12	0.28	4.9
13	0.23	8.1
14	0.38	13.3
15	4.66	63.7

## 1.9. CONCLUSÕES DO ESTUDO HIDROLÓGICO

A implantação dos reservatórios urbanos com a finalidade de retenção, conjuntamente com um sistema de micro drenagem, será eficaz no controle aos alagamentos na área urbana do município de Pirapora.

Os reservatórios suportaram as vazões de projetos para o tempo de retorno de 100, 200 e 1.000 anos considerando que os reservatórios RR 01 - Lagoa Aparecida e RR02 (Bairro Bom Jesus II) tenha no mínimo 1 metro de profundidade e que seja respeitado o perímetro delimitado para ambos reservatórios.

O reservatório RR 03- Lagoa Maltez deve ter no mínimo 1,5 metros de profundidade também sendo respeitado o perímetro aqui proposto, e o reservatório do Bairro Cícero Passos RR 04- deve ter no mínimo 0,8 m de profundidade devendo ser respeitado o perímetro aqui proposto.

No entanto, devido às características do solo local, sugere-se que além da micro e macrodrenagem, também seja relevante a adoção de medidas de drenagem distribuída ou controle na fonte, ou seja, o controle da impermeabilização de lotes, praças, passeios e ruas, mantendo, ao máximo, áreas verdes a fim de retardar a velocidade de escoamento e aumentar o volume de infiltração de água.

Alguns modelos de dispositivos para controle na fonte estão apresentados a seguir.

Quadro 18: Dispositivos para controle na fonte ou drenagem distribuída.

Dispositivo	Características	Vantagens	Desvantagens	Condicionantes físicos para a utilização da estrutura
Planos e Valos de Infiltração com drenagem	Gramados, áreas com seixos ou outro material que permita a infiltração natural	Permite infiltração de parte da água para o sub-solo. O decreto permite reduzir a área impermeável do escoamento que drena para o plano em 40%	Para planos com declividade > 0,1% a quantidade de água infiltrada é pequena e não pode ser utilizado para reduzir a área impermeável; o transporte de material sólido para a área de infiltração pode reduzir sua capacidade de infiltração	Profundidade do lençol freático no período chuvoso maior que 1,20 m. A camada impermeável deve estar a mais de 1,20 m de profundidade. A taxa de infiltração do solo quando saturado não deve ser menor que 7,60 mm/h.
Planos e Valos de Infiltração sem drenagem	Gramados, áreas com seixos ou outro material que permita a infiltração natural	Permite infiltração da água para o sub-solo. O decreto permite reduzir a área impermeável do escoamento que drena para o plano em 80%	O acúmulo de água no plano durante o período chuvoso não permite trânsito sobre a área. Planos com declividade que permita escoamento para fora do mesmo.	Profundidade do lençol freático no período chuvoso maior que 1,20 m. A camada impermeável deve estar a mais de 1,20 m de profundidade. A taxa de infiltração do solo quando saturado não deve ser menor que 7,60 mm/h.
Pavimentos permeáveis	Superfícies construídas de concreto, asfalto ou concreto vazado com alta capacidade de infiltração	Permite infiltração da água. O decreto permite reduzir a área impermeável do escoamento que drena para o plano em 80%	Não deve ser utilizado para ruas com tráfego intenso e/ou de carga pesada, pois a sua eficiência pode diminuir.	Profundidade do lençol freático no período chuvoso maior que 1,20 m. A camada impermeável deve estar a mais de 1,20 m de profundidade. A taxa de infiltração do solo quando saturado não deve ser menor que 7,60 mm/h.
Poços de Infiltração, trincheiras de infiltração e bacias de percolação	Volume gerado no interior do solo que permite armazenar a água e infiltrar	Redução do escoamento superficial e amortecimento em função do armazenamento	Pode reduzir a eficiência ao longo do tempo dependendo da quantidade de material sólido que drena para a área.	Profundidade do lençol freático no período chuvoso maior que 1,20 m. A camada impermeável deve estar a mais de 1,20 m de profundidade. A taxa de infiltração do solo quando saturado não deve ser menor que 7,60 mm/h. Para o caso de bacias de percolação a condutividade hidráulica saturada não deve ser menor que $2.10^{-5}$ m/s.

Fonte: Manual de Drenagem Urbana (UFRGS, 2005).