

PREFEITURA MUNICIPAL DE JUIZ DE FORA – SMA/SO

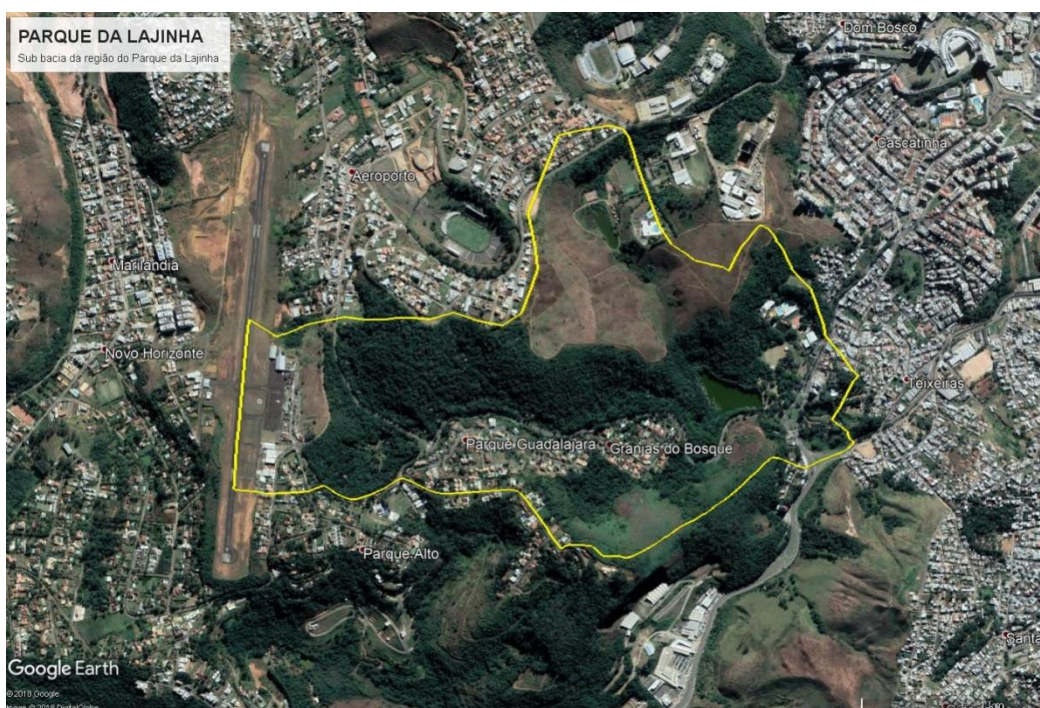
*Elaboração de Projeto da Rede de Drenagem e Novo Vertedouro do
lago interior do Parque da Lajinha*



Biokratos
SOLUÇÕES
AMBIENTAIS

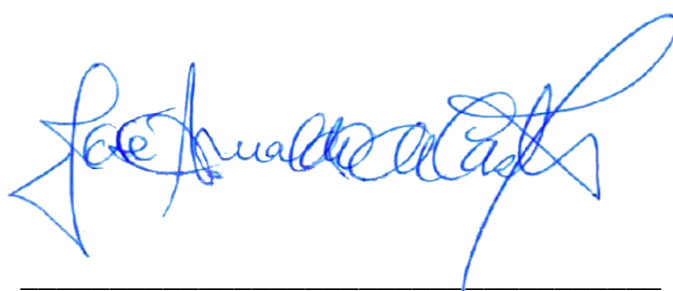


JUIZ DE FORA
PREFEITURA



PROJETO EXECUTIVO

Drenagem Urbana



Responsável Técnico
José Arnaldo de Castro
Engenheiro Civil
CREA 9.157/D

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Localização do projeto. Fonte: Google Earth.	10
Figura 2-Tipos de ocupação e Runoff associado	19
Figura 3 : Delimitação das micro-bacias de estudo. Fonte: Google Earth.....	20
Figura 4: Parâmetros da Equação de Intensidade, Duração e Frequência dea Precipitação para Juiz de Fora-MG.....	21
Figura 5: Bueiro (polígono vermelho), canalização aberta existente – Bairro Ipiranga (polígono azul claro) e Córrego Teixeira a ser canalizado (linha azul escura)..	29
Figura 6 – Plotagem de Vazões x Tempos de retorno para chuvas intensas	33
Figura 7 - Parâmetros fornecidos pelo PLUVIO.	40

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1: Dados do empreendedor.....	11
Tabela 2: Dados da equipe técnica.....	12
Tabela 3: Maiores acumulados de chuva em 24 horas registrados em Juiz de Fora por meses.....	14
Tabela 4: Dados climatológicos para Juiz de Fora – Temperatura (°c).....	14
Tabela 5: Valores de C para grandes áreas urbanas.....	18
Tabela 6: Períodos de retorno para diferentes ocupações de área.....	22
Tabela 7 - Vazões de pico – Primeiro cenário.....	24
Tabela 8 - Vazões de pico – Segundo cenário.....	26
Tabela 9 - Vazões de pico – Terceiro Cenário	28
Tabela 10 – Vazões e tempos de recorrência	32
Tabela 11 – Dimensionamento – Sistema pleno	51
Tabela 12 – Dimensionamento – Sistema amortecido	52

SUMÁRIO

1 APRESENTAÇÃO	8
2 IDENTIFICAÇÃO DO EMPREENDIMENTO	9
2.1 Síntese e localização	9
2.2 Identificação do empreendedor	11
2.3 Identificação da equipe técnica	12
3 CARACTERIZAÇÃO GEOMORFOLÓGICA	12
3.1 Características gerais	12
3.2 Solo	12
3.3 Relevo	13
4 HIDROLOGIA	13
4.1 Caracterização climatológica regional	13
4.2 Metodologia dos cálculos de vazões	15
4.3 A função de amortecimento de cheias	16
4.3.1 Coeficiente de Run-off (C)	17
4.3.2 Armazenamento temporário dos picos de cheias	18
4.4 Bacias e sub-bacias hidrográficas contribuintes	19
4.5 Estudo de chuvas intensas	20
4.5.1 Intensidade pluviométrica (i)	20
4.5.2 Período de Retorno (T)	21
4.5.3 Tempo de concentração (t_c)	22
5 VAZÕES GERADAS NA SUB-BACIA DO PARQUE DA LAJINHA	22
5.1 Primeiro Cenário	23
5.2 Segundo Cenário	24
5.3 Terceiro Cenário	27

6 VERIFICAÇÃO DA CAPACIDADE DE DRENAGEM DA GALERIA

29

6.1	Determinação das vazões de serviço.....	30
6.2	Verificação da capacidade do canal.....	30
6.3	Situação atual	30
6.4	Conclusão	31

7 AMORTECIMENTO DE CHEIAS.....31

7.1	Vazões e tempos de recorrência.....	32
-----	-------------------------------------	----

8 TOPOGRAFIA.....33

8.1	Conhecimento do terreno.....	34
8.2	Contribuições a montante do lago.....	34
8.3	Pontos de concentração de vazões	34
8.4	Peças de drenagem existentes	34
8.5	Batimetria e metodologia.....	34

9 CUIDADOS AMBIENTAIS.....34

9.1	PTRF – PROJETO TÉCNICO DE RECONSTITUIÇÃO DA FLORA.....	35
9.2	Proteção da fauna	35
9.3	Proteção do entorno.....	35
9.4	Interferências	35

10 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO36

10.1	Introdução	36
10.2	Parâmetros Hidrológicos.....	36
10.3	Área de drenagem	37
10.4	Tempo de concentração e duração da chuva	37
10.5	Tempo de recorrência	38
10.6	Intensidade da precipitação	39
10.7	Cálculo de vazão	40

10.8	Velocidade de escoamento.....	41
10.9	Elementos de projeto	42
10.10	Critérios de projeto.....	46
10.10.1	Inundação máxima de uma pista.....	46
10.10.2	Posicionamento das caixas coletoras (ou bocas-de-lobo)	46
10.10.3	Determinação das áreas de contribuição (áreas de drenagem)	47
10.10.4	Coeficiente de escoamento superficial (C) da área de contribuição...47	
10.10.5	Intensidade pluviométrica.....	47
10.10.6	Capacidade de escoamento das sarjetas.....	48
10.10.7	Contribuição específica das sarjetas	48
10.10.8	Comprimento útil de uma sarjeta (Lu)	49
10.10.9	Número de caixas coletoras em cada ponto	49
11	RESULTADOS DO DIMENSIONAMENTO.....	51
11.1	Premissas	51
11.2	Diâmetros, velocidades e declividades – Sem Amortecimento.....	51
11.3	Diâmetros, velocidades e declividades – Com Amortecimento.....	52
11.4	Dimensionamento do vertedouro	53
12	ORÇAMENTAÇÃO.....	55
12.1	Planilha orçamentária	55
12.2	Cronograma Físico Financeiro.....	55
12.3	Anotação de Responsabilidade Técnica	55
13	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	56

1 APRESENTAÇÃO

O documento a seguir contempla a elaboração do **Projeto de Macro e Microdrenagem** da região do Parque da Lajinha e adjacências, no município de Juiz de Fora-MG, que consistirá de substituição do sistema de drenagem pluvial existente, cuja implantação remete a um passado já distante, época em que a conformação topográfica, habitacional e viária local, depois de ser submetida a um sem número de intervenções realizadas de forma empírica, passou por uma super utilização da rede capilar de drenagem pré-existente, causando com isso erosão e assoreamento na tubulação além de possuir declividade invertida em alguns trechos.

Objetiva ainda este **Projeto** a apresentação de uma proposição técnica viável para substituição física e locacional de toda a tubulação antiga remanescente e do vertedouro existente na lagoa interna, com a manutenção da rede antiga em operação de modo a possibilitar sua função de drenagem dos antigos mananciais atualmente aterrados mas que permanecem em atividade a nível de lençol freático além da avaliação técnica precisa da capacidade do lago interno de participar como elemento amortecedor de cheias na região do complexo de drenagem Teixeiras/Ipiranga.

2 OBJETIVO DO PROJETO

O projeto executivo de drenagem pluvial da região do Parque da Lajinha, no município de Juiz de Fora-MG, consiste na substituição do sistema de drenagem pluvial existente, cuja implantação remete a um passado já distante, época em que a conformação topográfica, habitacional e viária local, depois de ser submetida a um sem número de intervenções realizadas de forma empírica, passou por uma super utilização da rede capilar de drenagem pré-existente, causando com isso erosão e assoreamento na tubulação além de possuir declividade invertida em alguns trechos.

Objetiva ainda este Projeto a apresentação de uma proposição técnica viável para substituição física e locacional de toda a tubulação antiga remanescente e do vertedouro existente na lagoa interna, com a manutenção da rede antiga em operação de modo a possibilitar sua função de drenagem pluvial de toda a região em seu entorno, além da avaliação técnica precisa da capacidade do lago interno de participar como elemento amortecedor de cheias na região do complexo de drenagem Teixeira/Ipiranga.

3 JUSTIFICATIVA

A rede de drenagem existente que recebe as águas do Parque da Lajinha e regiões do seu entorno e que deságua no Córrego Teixeira está numa profundidade cerca de 6 metros e se encontra muito danificada, praticamente sem a laje de fundo, correndo o risco de desmoronamento.

Os reparos dentro da área do parque vêm sendo, normalmente, feitos pela Secretaria de Obras, tão logo identificados e prontamente reparados. Porém, dada a complexidade da situação, será necessária a elaboração de projeto específico para este fim. A situação vem se agravando e, se não houver uma intervenção imediata ou a curto prazo, existe o risco de rompimento da rede, o que irá causar a interdição dos acessos à região do Aeroporto e saída para a BR040 através da Avenida Deusdedith Salgado, além da possibilidade de atingir a área interna do Parque.

4 IDENTIFICAÇÃO DO EMPREENDIMENTO

4.1 Síntese e localização

O projeto, localizado no município de Juiz de Fora-MG, mais precisamente na região do Parque da Lajinha, confluência entre os bairros Teixeira e Aeroporto (**Figura 1**), em sub-bacia definida por curso d'água tributário do Córrego Teixeira, sem denominação específica na documentação geográfica oficial e para o qual se adotará para fins específicos deste trabalho, daqui por diante, a denominação de ribeirão Lajinha e seus afluentes, o ribeirão Lajinha 1, com nascente na região da Sociedade Portuguesa, O Lajinha 2, com nascente na região do IBAMA. Além dos ribeirões

Lajinha 3 e 4, com nascentes no SESI e cercanias, que juntos formam o lago do parque. O projeto prevê a substituição da canalização tubular (fechada) existente, desde o vertedor do lago interno até a confluência com o Córrego Teixeiras, por outra apropriada as vazões de serviço, ao transito nas vias adjacentes e nas vias internas. Apresenta-se no **ANEXO 1** a planta de localização do empreendimento.

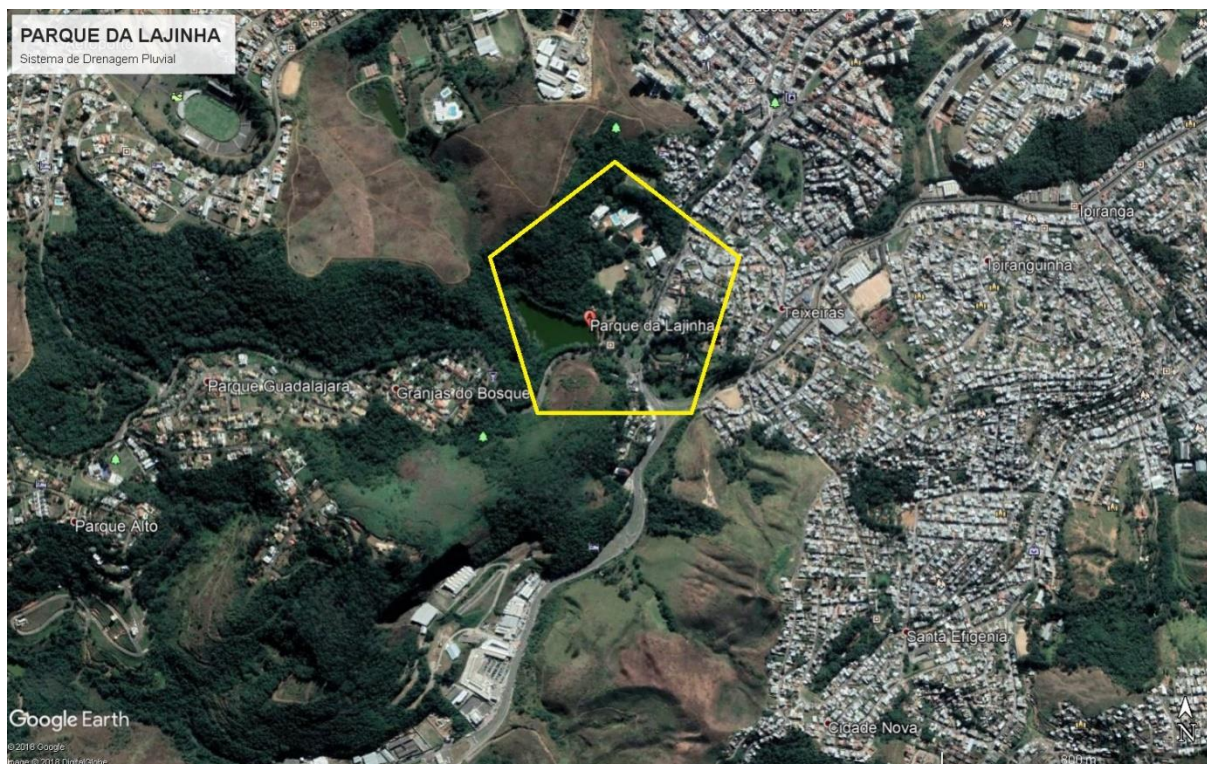


Figura 1: Localização do projeto. Fonte: Google Earth.

5 POPULAÇÃO ATENDIDA PELO PROJETO

A população atendida pelo projeto de drenagem correspondem aos bairros a montante da área de projeto, estimada em 27.734 habitantes (IBGE, 2019).

6 META FÍSICA

Seguem alguns quantitativos de itens globais, de acordo com cronograma físico-financeiro (meta física): Remoção e replantio de 432,84 m² de grama no trecho escavado de 188,19 metros de comprimento por 2,3 metros de largura; Remoção e recolocação de 22,81 metros de cerca; Demolição de 725,67 m² do pavimento

asfáltico; Escavação mecanizada de 6497,66 m³ de vala com profundidade variada e largura de 2,3 metros; Assentamento de 91 metros de tubo com 400 mm, 104 m de tubo de 600 mm, 43 metros de tubo com 800 mm, 434 metros de tubo com 1200 mm, 74 metros de tubo com 1500 mm; Construção de 17 Poços de visita de concreto; Reaterro de 5529,63 m³ de vala; Ala de Drenagem com área construída de 5,13 m²; Vertedouro com área construída de 21,81 m².

Quanto à pavimentação prevista, ressaltamos que não terá influência na melhoria de acesso à região e sim apenas na faixa de recomposição do pavimento existente que terá que ser removido com a escavação para assentamento da nova rede de drenagem. O quantitativo previsto consta na planilha de orçamento e memória de cálculo, totalizando 725,65m², correspondente a 36,28m³ de CBUQ (concreto asfáltico).

- **Identificação do empreendedor**

Tabela 1: Dados do empreendedor.

Nome/Razão Social	BIOKRATOS SOLUÇÕES AMBIENTAIS LTDA
Nome Fantasia:	BIOKRATOS SOLUÇÕES AMBIENTAIS LTDA
CNPJ	01.414.690/0001-98
Endereço	Rua Dom Silvério, nº 170/201
Bairro	Alto dos Passos
Município	Juiz de Fora
UF	MG
CEP	36.026-450

- **Identificação da equipe técnica**

Tabela 2: Dados da equipe técnica.

Nome	Profissão	Registro
José Arnaldo de Castro	Engenheiro Civil e Segurança do Trabalho	CREA/MG 9.157/D
Amanda Teixeira de Rezende	Eng ^a Sanitarista e Ambiental	CREA/MG 211179/D
Leidiane Silva Pinheiro	Técnica em Meio Ambiente – Graduando em Engenharia Ambiental e Sanitária	CFT 139293 / TD
Yuri Reis Motta	Técnico em Edificações	CREA 234610/ TD
Paulo César de Andrade	Auxiliar Técnico - Graduando em Engenharia Civil	—

7 CARACTERIZAÇÃO GEOMORFOLÓGICA

7.1 Características gerais

A microbacia do Ribeirão Lajinha, local do empreendimento caracteriza-se pela predominância de baixa ocupação urbana, efeito decorrente de políticas públicas objetivas com foco na preservação ambiental. Locais de ocupação mais adensada correspondem a um fragmento urbano do bairro teixeiras e a condomínios localizados na vertente sul da sub-bacia, compostos por grandes lotes com baixa taxa de ocupação e conseqüentemente, maiores áreas permeáveis.

O parque, criado através do decreto municipal nº 11.266 de 10 de julho de 2012, engloba região de fragmento de mata atlântica muito bem preservada tendo sido elemento primordial para garantia dessa região com função ambiental expandida.

7.2 Solo

De acordo com o Mapa de Solos de Minas Gerais (FILHO, E. I. F, 2010), Juiz de Fora apresenta classificação e predominância de latossolos vermelho-amarelo. Os

latossolos são muito profundos, possuem textura argilosa a muito argilosa, boa coerência e relativa permeabilidade. Sua estrutura microgranular favorece a infiltração das águas das chuvas amenizando o efeito erosivo (POENTE, 2014), e contribuindo para a recarga dos aquíferos permeáveis livres.

LVAd68 - LATOSSOLO VERMELHO-AMARELO Distrófico típico textura argilosa e muito argilosa relevo forte ondulado e montanhoso (40 %) + CAMBISSOLO HAPLICO Tb Distrófico latossólico textura média e argilosa relevo montanhoso (30 %), ambos A moderado e proeminente + LATOSSOLO AMARELO Distrófico húmico textura muito argilosa relevo ondulado e forte ondulado (30 %) (FILHO, E. I. F, 2010).

7.3 Relevo

A região é caracterizada pela ocorrência de morros, colinas e áreas montanhosas, com topos arredondados com vertentes convexas e côncavo-convexas, terminados em vales planos de larguras variáveis. Apresenta tipicamente padrão montanhoso e altitudes que variam de 800 a 900 metros nos pontos mais elevados (MACHADO, 2010 *apud* POENTE, 2014) e de 670 a 750m nos pontos mais baixos (POENTE, 2014).

A maior parte do município apresenta declividade que varia entre 12% e 50%, as quais correspondem às vertentes próximas às cristas. As áreas mais planas, possuem declividades inferiores a 12%, correspondendo aos topos dos morros e as planícies fluviais (MACHADO, 2010 *apud* POENTE, 2014).

8 HIDROLOGIA

8.1 Caracterização climatológica regional

De acordo com a classificação de KÖPPEN (1948), a tipologia do clima da região é a Cwa, caracterizado por ser um clima mesotérmico com verões quentes e estação chuvosa no verão, com temperatura média anual de 19,3°C (INMET, 2009). Este clima pode ser definido de forma genérica como Tropical de Altitude, correspondente a um tipo topical influenciado por fatores altimétricos, levando-se em conta que o relevo local apresenta altitudes médias entre 700 e 900 m, o que contribui para amenização

das temperaturas. O clima do município caracteriza-se por duas estações bem definidas:

Outubro a abril, com temperaturas elevadas – fevereiro o mês mais quente (média de 22,4°C) e índices pluviométricos maiores – janeiro o mês mais chuvoso (média 287 mm) (INMET, 2009), e;

Maio a setembro, temperaturas mais baixas – julho o mês mais frio (média de 16,1°C) - com menores índices de precipitações pluviométricas – agosto o mês mais seco (média 22,1 mm) (INMET, 2009).

A umidade do ar é relativamente elevada, com médias entre 75% e 85 %, e o tempo aproximado de insolação é de aproximadamente 1.800 horas anuais. A maior altura acumulada de chuva registrada em 24 horas foi de 147,4mm em 12 de março de 2001. Outros registros importantes acumulados foram 144,6mm em 7 de dezembro de 1998, 138,7mm em 12 de fevereiro de 1995, 133,6mm em 14 de janeiro de 1966, 129,3mm em 25 de janeiro de 1985, 125,7mm em 11 de março de 1981, 120,1mm em 6 de março de 1978, 114,1mm em 15 de janeiro de 1982, 108,2mm em 3 de dezembro de 1968, 105,8mm em 22 de dezembro de 1983 e 105mm em 1º de novembro de 2006. Em um mês o maior volume observado foi de 715,4mm em janeiro de 1985 (INMET, 2009 *apud* Wikipedia, 2014).

Tabela 3: Maiores acumulados de chuva em 24 horas registrados em Juiz de Fora por meses.

Mês	Acumulado	Data	Mês	Acumulado	Data
Janeiro	133,6 mm	14/01/1966	Julho	33,2 mm	04/07/1964
Fevereiro	138,7 mm	12/02/1995	Agosto	32,6 mm	14/08/1976
Março	147,4 mm	12/03/2001	Setembro	70,3 mm	07/09/1992
Abril	63,4 mm	06/04/1983	Outubro	77,2 mm	25/10/1996
Maio	71,8 mm	23/05/2013	Novembro	105 mm	01/11/2006
Junho	66,2 mm	04/06/1983	Dezembro	144,6 mm	07/12/1998

Fonte: INMET. Período: 1961 a 2013.

Tabela 4: Dados climatológicos para Juiz de Fora – Temperatura (°C).

Mês	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Ano
Máxima	36	36,2	33,6	31,7	30,7	30,4	31	34,3	35,8	35,4	35,2	35,4	36,2
Max.média	27,5	28	26,8	27,7	23,2	22,1	22,1	23,5	23,9	24,7	25,5	26,3	25,1
média (°C)	21,9	22,4	21,4	19,5	17,6	16,5	16,1	17,2	18	19,4	20,3	21,1	19,3
Min. média	18,2	18,5	17,7	15,9	13,7	12,4	11,8	12,7	13,8	15,7	16,7	17,5	15,4
Min.Regist	12	10,5	10,6	7,9	4,4	3,1	3,3	4,8	5	9	7,7	10,3	3,1
Chuva(mm)	286,7	181,3	186,4	92,5	48,6	31,7	23,2	22,1	75,8	155,2	216,4	277,1	1 597
Dias de Chuva (≥ 1 mm)	16	12	11	7	5	3	3	3	7	12	14	17	110
Umid. relativa (%)	83,4	81,1	83,9	84,3	83,3	79,4	77,9	73,6	75,8	81,2	81,3	85,3	80,9
Horas de sol	141,7	161,2	153,8	162,3	169,4	165,5	187,5	181,9	119,4	115,4	135	130,6	1 823,7

Fonte: INMET (médias climatológicas de 1961 a 1990; recordes de temperatura de 1961 a 2013).

8.2 Metodologia dos cálculos de vazões

Para o cálculo das vazões de projeto (Q), também denominadas vazões de pico (Q_p) nas seções definidas de acordo com o traçado das sub-bacias de interesse, utilizou-se o Método Racional, por se tratarem todas de micro-bacias de drenagem com área inferior a 2,0 km².

A seguir, apresenta-se a fórmula para o cálculo da vazão de pico pelo Método Racional.

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

Q: vazão de pico, em m³/s;

C: Coeficiente de “Run off”;

i: intensidade pluviométrica, em mm/h, calculada para um tempo de duração da precipitação igual ao tempo de concentração da bacia;

A: área drenada, em km².

8.3 A função de amortecimento de cheias

As cheias são fenômenos naturais extremos e temporários, provocados por precipitações moderadas e permanentes ou por precipitações repentinas e de elevada intensidade.

Enchente ou cheia é, geralmente, uma situação natural de transbordamento de água do seu leito natural, qual seja, córregos, arroios, lagos, rios, mares e oceanos provocadas geralmente por chuvas intensas e contínuas.

Acontecem quando as precipitações, transformadas em deflúvios, convergem de maneira intensa e veloz para as partes baixas das bacias em volume superior ao que os cursos d'água são capazes de transportar.

A intensidade dessa convergência depende fatores diversos, alguns mais preponderantes, que interferem no trânsito dos deflúvios na direção dos talwegues, fazendo com que parte desses volumes seja capturada ou atrasada pelo solo ou por sua cobertura e passe a integrar os lençóis freáticos ou sejam retidos temporariamente em reservatórios com capacidade de acumulação suficiente para resistir ao período médio de duração das chuvas intensas vazando volumes suportáveis pela capacidade de drenagem dos talwegues, evitando com isso erosões nas encostas e obtendo como resultando importante o não transbordamento dos cursos d'água.

A capacidade de amortecimento de cheias depende da velocidade de aproximação dos deflúvios aos exutórios e é tecnicamente representada através do parâmetro conhecido como *Coeficiente de Runoff*, definido em função do tipo de ocupação das superfícies das bacias cabendo as coberturas vegetais a função de redução dessa velocidade em contraposição a crescente taxa de impermeabilização provocada pela ocupação urbana, que provoca efeito contrário.

A existência de reservatórios, naturais ou artificiais, não impermeabilizados, localizados nos trajetos predominantes dos deflúvios permite, em função da sua localização estratégica e de sua capacidade de armazenamento ou o aumento significativo da capacidade de recarga de aquíferos ou o amortecimento das cheias,

nesse último caso, quando o tempo de armazenamento dos reservatórios se aproxima ou excede ao tempo de duração das chuvas intensas.

Esses conceitos se aplicam exclusivamente as chuvas intensas uma vez que para as chuvas moderadas, os deflúvios gerados são adequados aos limites transportados pelos cursos d'água, evitando assim seus transbordamentos.

O tempo de duração de uma chuva intensa depende, em linhas gerais e em se tratando de áreas pequenas, da concentração de partículas de água na atmosfera e na velocidade do trânsito da nebulosidade sobre esse local específico. Nesse caso, define-se que o tempo de duração é igual ao tempo de concentração da chuva considerada.

8.3.1 Coeficiente de Run-off (C)

Somente os escoamentos superficiais são de interesse na drenagem pluvial. Estes escoamentos representam a parcela de chuva que não infiltrou e nem ficou retida na superfície do solo. A relação entre o volume do escoamento superficial e o volume total da precipitação expressa o Coeficiente de Escoamento Superficial ou *Coeficiente de Runoff* ou, simplificadamente, **Run-Off** e seu valor varia de zero à unidade.

Do volume precipitado sobre a bacia, apenas uma parcela atinge a seção de vazão, sob a forma de escoamento superficial. Isso porque, como já explanado anteriormente, a parte que é interceptada ou umidifica o solo, preenche depressões ou se infiltra rumo aos depósitos subterrâneos. O volume escoado é, então, uma parcela do volume precipitado e a relação entre esses dois parâmetros é o que se denomina de *Coeficiente de runoff* ou coeficiente de escoamento. Cabe mencionar que tal coeficiente, quando utilizado no método racional, não traduz simplesmente o resultado da ação do terreno sobre a precipitação, da qual resulta a descarga superficial, mas é mais completamente definido como a relação entre a vazão de cheia de certa frequência e a intensidade média da precipitação de igual frequência. (PINTO et al., 1986).

Neste trabalho, utilizou-se metodologia adotada pela Prefeitura de São Paulo (WILKEN, 1978), citadas e sugeridas por TUCCI (2014) e CHAMPS (2002) (**Tabela 5**), para a definição dos *Coeficientes de Runoff* em áreas urbanas.

Através de estudo geográfico (Sistema de Informações Geográficas – SIG) da cobertura/utilização do solo nas micro-bacias de interesse com utilização de base cartográfica e de dados de órgãos como IGAM, imagens de satélite disponibilizadas pelo *software* Google Earth e planta de restituição aerofotogramétrica da região de interesse inserida no município de Juiz de Fora-MG e a partir da análise e correlação das mesmas à cobertura do solo local construiu-se a planta de cobertura do solo local e, através dessa, foi possível avaliar com bastante precisão as parcelas de cada zona ou cobertura do solo para cada micro-bacia de interesse e posteriormente seus respectivos *Coeficientes de Runoff* (C):

Tabela 5: Valores de C para grandes áreas urbanas.

Zonas	Valores de C
De edificação muito densa: partes centrais densamente construídas de uma cidade com ruas e calçadas pavimentadas;	0,70 a 0,95
De edificação não muito densa: partes adjacentes ao centro, de menor densidade de habitações, mas com ruas e calçadas pavimentadas;	0,60 a 0,70
De edificação com pouca superfície livre: partes residenciais com construções cerradas, ruas pavimentadas;	0,50 a 0,60
De edificação com muitas superfícies livres: partes residenciais tipo cidade-jardim, ruas macadamizadas ou pavimentadas;	0,25 a 0,50
De subúrbios com alguma edificação: partes de arredores com pequena densidade de construções;	0,10 a 0,25
De matas, parques e campos de esporte: partes rurais, áreas verdes, superfícies arborizadas, parques e campos de esporte sem pavimentação.	0,05 a 0,20

8.3.2 Armazenamento temporário dos picos de cheias

Esse projeto leva em consideração tanto as características favoráveis de cobertura vegetal em 91% (noventa e um por cento) da superfície da sub-bacia considerada na região do Parque da Lajinha quanto a existência de um grande reservatório artificial existente no interior do parque, o qual possui área e borda suficientes para retenção

das vazões em seu interior por tempo suficiente para contraposição ao tempo de duração das chuvas intensas calculadas para o local.

8.4 Bacias e sub-bacias hidrográficas contribuintes

A delimitação das áreas drenadas geradoras de contribuição de vazão para a seção de interesse, situada no ponto onde o ribeirão Lajinha se encontra com o córrego Teixeiras, foi feita a partir das plantas de Restituição Aerofotogramétrica da região de interesse no município de Juiz de Fora e sua segregação se encontra especificada de acordo com a legenda abaixo, cujos contornos são correspondentes as áreas de influência relativas a cada ponto identificado de concentração de vazões, numeradas de 1 (um) a 27 (vinte e sete), explicitadas na **Figura 33** a seguir, e também em escala no **ANEXO** ;



Figura 2-Tipos de ocupação e Runoff associado

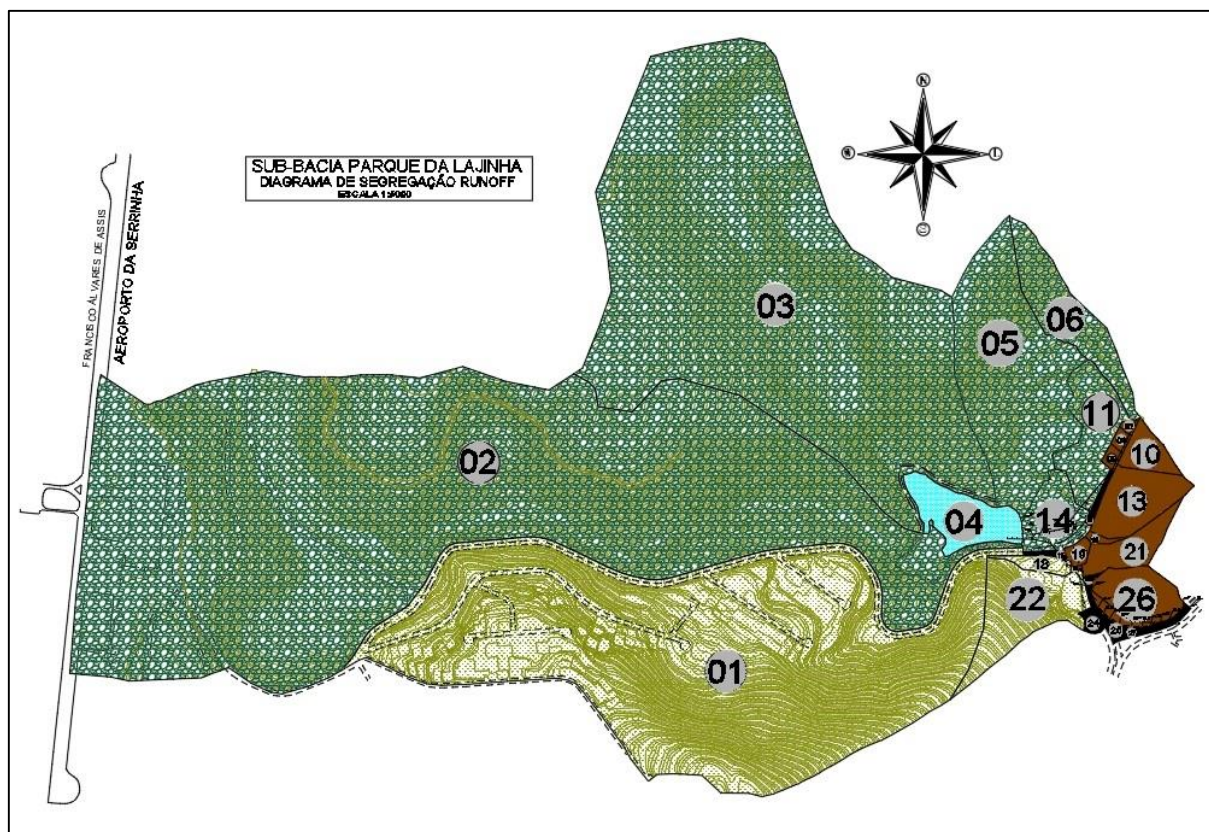


Figura 3 : Delimitação das micro-bacias de estudo. Fonte: Google Earth.

8.5 Estudo de chuvas intensas

8.5.1 Intensidade pluviométrica (i)

Para obtenção da intensidade característica de chuvas da região de Juiz de Fora, utilizou-se a Equação de Intensidade, Duração e Frequência da Precipitação (IDF) a seguir:

$$i = \frac{K \cdot T^a}{(t + b)^c}$$

i: intensidade de precipitação, em mm/h;

T: Período de Retorno, em anos;

t: Duração do evento, em min;

K, a, b e c: parâmetros locais, adotados de acordo com o *software* Plúvio 2.1 (FREITAS et al., 2001), desenvolvido pelo Grupo de Pesquisa em Recursos Hídricos

(GPRH) do Departamento de Engenharia Agrícola (DEA) da Universidade Federal de Viçosa (UFV) (**Figura 4**).



		Plúvio 2.1			
Copyright (2005) © GPRH					
RELATÓRIO					
Parâmetros da Equação de Intensidade, Duração e Frequência da Precipitação					
LOCALIZAÇÃO:					
Localidade: Juiz de Fora		Estado: Minas Gerais			
Latitude: 21°46'00"					
Longitude: 43°21'00"					
PARÂMETROS DA EQUAÇÃO:					
K: 3000					
a: 0.173					
b: 23.965					
c: 0.96					

Figura 4: Parâmetros da Equação de Intensidade, Duração e Frequência de Precipitação para Juiz de Fora-MG. Fonte: (FREITAS et al., 2001) - *software Plúvio 2.1*.

8.5.2 Período de Retorno (T)

O Período de Retorno ou Período de Recorrência (T ou T_R) adotado no projeto de macrodrenagem para a avaliação da função de amortecimento do lago interno do Parque da Lajinha foi de 50 (cinquenta) anos, enquanto que para a tubulação da micro-drenagem adotou-se o valor de 10 (dez) anos, de acordo com DAEE/CETESB (1980) *apud* TUCCI (2014) (**Tabela 6**).

Tabela 6: Períodos de retorno para diferentes ocupações de área.

Tipo de Obra	Tipo de ocupação da área	T (anos)
Microdrenagem	Residencial	2
	Comercial	5
	Áreas com edifícios de serviços ao público	5
	Aeroportos	2-5
	Áreas comerciais e artérias de tráfego	5 - 10
Macro-drenagem	Áreas comerciais e residenciais	50-100
	Áreas de importância específica	500

Fonte: (DAEE/CETESB, 1980) *apud* (TUCCI, 2014).

8.5.3 Tempo de concentração (t_c)

Para o cálculo do Tempo de concentração (t_c ou t) utilizou-se a fórmula do *California Culverts Practice*, apresentada a seguir:

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

t_c : tempo de concentração, em min;

L: comprimento do talvegue ou curso d'água, em km;

H: diferença de nível entre o ponto mais afastado da bacia e o ponto considerado (na seção), em m.

Fonte: Adaptado de Prefeitura Municipal de São Paulo (WILKEN, 1978) citado por CHAMPS (2002) e TUCCI (2014).

9 VAZÕES GERADAS NA SUB-BACIA DO PARQUE DA LAJINHA

Para elaboração do projeto, verificou-se a viabilidade de desenvolvimento a partir de 3 (três) cenários distintos, quais sejam;

9.1 Primeiro Cenário

O primeiro cenário levou em consideração os deflúvios gerados na bacia para uma chuva de projeto com tempo de recorrência igual a 50 anos, justificado pela existência de dois elementos hidráulicos importantes no conjunto, quais sejam o lago artificial interior e o canal retangular de concreto para travessia sob a rua Ibitiguaia, enquanto que para a verificação da micro-drenagem o tempo de recorrência foi de 10 anos, como preconizado pela literatura especializada já citada anteriormente.

O desenvolvimento matemático através da utilização destes parâmetros leva a uma vazão final de 10,95 m³/s para uma área drenada de 1,89 km² considerado o exutório em um ponto imediatamente a montante do canal retangular fechado existente construído para permitir o trânsito do córrego Teixeira sob a rua Ibitiguaia.

O detalhamento desses valores se encontra ilustrado na tabela 7 abaixo, Tabela de cálculo das vazões de pico pelo método racional.

Essa análise objetivou embasar o dimensionamento geral do projeto, desconsiderados os efeitos de amortecimento das cheias.

Tabela 7 - Vazões de pico – Primeiro cenário

TABELA DE VAZÕES E TEMPOS DE CONCENTRAÇÃO PARA CHUVAS DE PROJETO											
NUM	PONTOS	TALVEGUE	DESNIVEL	tc	T	i	C			ÁREA	VAZÃO
BAC	LANÇ	(m)	(m)	(min)	(Anos)	mm/h	ADMT	POND	%	m²	m³/s
1	LAGOA	1,706.23	107.00	17.481	50	165.295	0.20	0.0441	22%	416,431.32	3.8547
2	LAGOA	1,773.67	100.83	18.704	50	160.743	0.05	0.0194	39%	733,924.22	1.6516
3	LAGOA	784.76	89.83	7.625	50	214.525	0.05	0.0117	23%	443,226.40	1.3312
4	LAGOA	205.67	0.47	12.240	50	188.203	1.00	0.0114	1%	21,525.01	1.1343
5	PV01	428.32	30.83	5.719	10	172.386	0.05	0.0025	5%	94,459.38	0.2280
6	BL01	271.73	21.99	3.851	10	183.485	0.05	0.0008	2%	28,876.42	0.0742
7	BL02	32.27	3.11	0.698	10	205.945	0.50	0.0002	0%	777.73	0.0224
8	BL03	38.74	3.38	0.835	10	204.859	0.50	0.0003	0%	1,193.65	0.0342
9	BL05	41.10	3.50	0.881	10	204.487	0.50	0.0004	0%	1,322.71	0.0379
10	BL04	105.79	8.89	1.836	10	197.223	0.50	0.0020	0%	7,587.29	0.2095
11	BL06	276.33	18.36	4.208	10	181.249	0.05	0.0006	1%	24,201.77	0.0614
12	BL07	120.60	8.39	2.184	10	194.699	0.95	0.0007	0%	1,311.09	0.0679
13	BL7.01	138.63	14.46	2.080	10	195.447	0.50	0.0051	1%	19,164.93	0.5244
14	BL07	118.38	4.37	2.748	10	190.752	0.05	0.0004	1%	16,065.20	0.0429
15	BL8	85.64	5.46	1.735	10	197.961	0.95	0.0005	0%	989.54	0.0521
16	BL7.02	19.59	9.26	0.258	10	209.540	0.50	0.0003	0%	1,011.79	0.0297
17	BL10	16.11	0.69	0.558	10	207.080	0.95	0.0001	0%	110.25	0.0061
18	BL11	160.29	10.59	2.773	10	190.581	0.20	0.0004	0%	3,928.73	0.0419
19	BL09	38.61	2.64	0.914	10	204.231	0.50	0.0005	0%	2,067.31	0.0591
20	BL12	14.58	0.81	0.467	10	207.813	0.50	0.0001	0%	257.98	0.0075
21	BL13	212.08	42.28	2.249	10	194.239	0.50	0.0030	1%	11,370.66	0.3092
22	BL14	191.91	12.17	3.236	10	187.462	0.20	0.0034	2%	32,370.15	0.3398
23	BL16	66.53	2.87	1.659	10	198.525	0.95	0.0004	0%	876.39	0.0463
24	BL17	58.71	3.21	1.377	10	200.647	0.95	0.0008	0%	1,623.38	0.0866
25	BL18	83.03	7.08	1.515	10	199.603	0.95	0.0009	0%	1,729.86	0.0918
26	BL19	163.50	13.70	2.570	10	191.982	0.50	0.0048	1%	18,011.68	0.4841
27	BL19	85.82	6.46	1.630	10	198.745	0.95	0.0012	0%	2,296.46	0.1214
								0.1161	100%	1,886,711.29	10.95

9.2 Segundo Cenário

O segundo cenário levou em consideração os deflúvios gerados na bacia para uma chuva de projeto com tempo de recorrência igual a 50 anos, justificado pela existência de dois elementos hidráulicos importantes no conjunto, quais sejam o lago artificial interior e o canal retangular de concreto para travessia sob a rua Ibitiguaia, sem consideração da diferenciação recomendada para dimensionamento da micro-drenagem com tempo de recorrência de 10 anos, como preconizado pela literatura especializada já citada anteriormente tendo como objetivo a verificação da capacidade de drenagem do canal existente na passagem sob a rua Ibitiguaia.

O desenvolvimento matemático através da utilização destes parâmetros leva a uma vazão final de 11,91 m³/s para a mesma área drenada de 1,89 km² considerado o exutório em um ponto imediatamente a montante do canal retangular fechado existente construído para permitir o trânsito do córrego Teixeiras sob a rua Ibitiguaia.

O detalhamento desses valores se encontra ilustrado na tabela 8 abaixo, Tabela de cálculo das vazões de pico pelo método racional.

Essa análise objetivou a verificação de suficiência da seção do canal retangular fechado sob a rua Ibitiguiaia considerada a sua capacidade máxima de utilização.

Tabela 8 - Vazões de pico – Segundo cenário

TABELA DE VAZÕES E TEMPOS DE CONCENTRAÇÃO PARA CHUVAS DE PROJETO											
NUM	PONTOS	TALVEGUE	DESNIVEL	tc	T	i	C			ÁREA	VAZÃO
BAC	LANÇ	(m)	(m)	(min)	(Anos)	mm/h	ADMT	POND	%	m²	m³/s
1	LAGOA	1,706.23	107.00	17.481	50	165.295	0.20	0.0441	22%	416,431.32	3.8547
2	LAGOA	1,773.67	100.83	18.704	50	160.743	0.05	0.0194	39%	733,924.22	1.6516
3	LAGOA	784.76	89.83	7.625	50	214.525	0.05	0.0117	23%	443,226.40	1.3312
4	LAGOA	205.67	0.47	12.240	50	188.203	1.00	0.0114	1%	21,525.01	1.1343
5	PV01	428.32	30.83	5.719	50	227.732	0.05	0.0025	5%	94,459.38	0.3012
6	BL01	271.73	21.99	3.851	50	242.395	0.05	0.0008	2%	28,876.42	0.0980
7	BL02	32.27	3.11	0.698	50	272.065	0.50	0.0002	0%	777.73	0.0296
8	BL03	38.74	3.38	0.835	50	270.630	0.50	0.0003	0%	1,193.65	0.0452
9	BL05	41.10	3.50	0.881	50	270.140	0.50	0.0004	0%	1,322.71	0.0500
10	BL04	105.79	8.89	1.836	50	260.543	0.50	0.0020	0%	7,587.29	0.2768
11	BL06	276.33	18.36	4.208	50	239.441	0.05	0.0006	1%	24,201.77	0.0811
12	BL07	120.60	8.39	2.184	50	257.209	0.95	0.0007	0%	1,311.09	0.0897
13	BL7.01	138.63	14.46	2.080	50	258.197	0.50	0.0051	1%	19,164.93	0.6928
14	BL07	118.38	4.37	2.748	50	251.995	0.05	0.0004	1%	16,065.20	0.0567
15	BL8	85.64	5.46	1.735	50	261.518	0.95	0.0005	0%	989.54	0.0688
16	BL7.02	19.59	9.26	0.258	50	276.815	0.50	0.0003	0%	1,011.79	0.0392
17	BL10	16.11	0.69	0.558	50	273.565	0.95	0.0001	0%	110.25	0.0080
18	BL11	160.29	10.59	2.773	50	251.769	0.20	0.0004	0%	3,928.73	0.0554
19	BL09	38.61	2.64	0.914	50	269.801	0.50	0.0005	0%	2,067.31	0.0781
20	BL12	14.58	0.81	0.467	50	274.533	0.50	0.0001	0%	257.98	0.0099
21	BL13	212.08	42.28	2.249	50	256.600	0.50	0.0030	1%	11,370.66	0.4085
22	BL14	191.91	12.17	3.236	50	247.648	0.20	0.0034	2%	32,370.15	0.4489
23	BL16	66.53	2.87	1.659	50	262.263	0.95	0.0004	0%	876.39	0.0611
24	BL17	58.71	3.21	1.377	50	265.066	0.95	0.0008	0%	1,623.38	0.1145
25	BL18	83.03	7.08	1.515	50	263.688	0.95	0.0009	0%	1,729.86	0.1213
26	BL19	163.50	13.70	2.570	50	253.619	0.50	0.0048	1%	18,011.68	0.6395
27	BL19	85.82	6.46	1.630	50	262.554	0.95	0.0012	0%	2,296.46	0.1604
								0.1161	100%	1,886,711.29	11.91

9.3 Terceiro Cenário

Neste terceiro e último cenário levou-se em consideração os deflúvios gerados nas micro-bacias de montante a lagoa interna do Parque da Lajinha para uma chuva de projeto com tempo de recorrência igual a 2 anos, considerado nesse caso os efeitos da função de amortecimento de cheias provocados pela existência dessa lagoa, estrategicamente localizada em região de confluência de talvegues importantes da sub-bacia do Parque da Lajinha, enquanto que para a verificação da micro-drenagem o tempo de recorrência foi de 10 anos, como preconizado pela literatura especializada já citada anteriormente.

O desenvolvimento matemático através da utilização destes parâmetros leva a uma vazão final de 7,55 m³/s para a mesma área drenada de 1,89 km² considerado o exutório em um ponto imediatamente a montante do canal retangular fechado existente construído para permitir o trânsito do córrego Teixeiras sob a rua Ibitiguaia.

O detalhamento desses valores se encontra ilustrado na tabela 9 abaixo, Tabela de cálculo das vazões de pico pelo método racional.

Essa análise objetivou embasar o dimensionamento final do projeto.

Tabela 9 - Vazões de pico – Tercenário Cenário

TABELA DE VAZÕES E TEMPOS DE CONCENTRAÇÃO PARA CHUVAS DE PROJETO											
NUM	PONTOS	TALVEGUE	DESNIVEL	tc	T	i	C			ÁREA	VAZÃO
BAC	LANÇ	(m)	(m)	(min)	(Anos)	mm/h	ADMT	POND	%	m²	m³/s
1	LAGOA	1706.2267	107	17.481	2	94.714579	0.2	0.0441	0.221	416431.3195	2.20876
2	LAGOA	1,773.67	100.83	18.704	2	92.106	0.05	0.0194	39%	733,924.22	0.9464
3	LAGOA	784.76	89.83	7.625	2	122.923	0.05	0.0117	23%	443,226.40	0.7628
4	LAGOA	205.67	0.47	12.240	2	107.841	1.00	0.0114	1%	21,525.01	0.6500
5	PV01	428.32	30.83	5.719	10	172.386	0.05	0.0025	5%	94,459.38	0.2280
6	BL01	271.73	21.99	3.851	10	183.485	0.05	0.0008	2%	28,876.42	0.0742
7	BL02	32.27	3.11	0.698	10	205.945	0.50	0.0002	0%	777.73	0.0224
8	BL03	38.74	3.38	0.835	10	204.859	0.50	0.0003	0%	1,193.65	0.0342
9	BL05	41.10	3.50	0.881	10	204.487	0.50	0.0004	0%	1,322.71	0.0379
10	BL04	105.79	8.89	1.836	10	197.223	0.50	0.0020	0%	7,587.29	0.2095
11	BL06	276.33	18.36	4.208	10	181.249	0.05	0.0006	1%	24,201.77	0.0614
12	BL07	120.60	8.39	2.184	10	194.699	0.95	0.0007	0%	1,311.09	0.0679
13	BL7.01	138.63	14.46	2.080	10	195.447	0.50	0.0051	1%	19,164.93	0.5244
14	BL07	118.38	4.37	2.748	10	190.752	0.05	0.0004	1%	16,065.20	0.0429
15	BL8	85.64	5.46	1.735	10	197.961	0.95	0.0005	0%	989.54	0.0521
16	BL7.02	19.59	9.26	0.258	10	209.540	0.50	0.0003	0%	1,011.79	0.0297
17	BL10	16.11	0.69	0.558	10	207.080	0.95	0.0001	0%	110.25	0.0061
18	BL11	160.29	10.59	2.773	10	190.581	0.20	0.0004	0%	3,928.73	0.0419
19	BL09	38.61	2.64	0.914	10	204.231	0.50	0.0005	0%	2,067.31	0.0591
20	BL12	14.58	0.81	0.467	10	207.813	0.50	0.0001	0%	257.98	0.0075
21	BL13	212.08	42.28	2.249	10	194.239	0.50	0.0030	1%	11,370.66	0.3092
22	BL14	191.91	12.17	3.236	10	187.462	0.20	0.0034	2%	32,370.15	0.3398
23	BL16	66.53	2.87	1.659	10	198.525	0.95	0.0004	0%	876.39	0.0463
24	BL17	58.71	3.21	1.377	10	200.647	0.95	0.0008	0%	1,623.38	0.0866
25	BL18	83.03	7.08	1.515	10	199.603	0.95	0.0009	0%	1,729.86	0.0918
26	BL19	163.50	13.70	2.570	10	191.982	0.50	0.0048	1%	18,011.68	0.4841
27	BL19	85.82	6.46	1.630	10	198.745	0.95	0.0012	0%	2,296.46	0.1214
								0.1161	100%	1,886,711.29	7.5464

10 VERIFICAÇÃO DA CAPACIDADE DE DRENAGEM DA GALERIA

Ao final da Avenida Deusdedit Salgado, próximo ao trevo que faz a ligação desta última com a Avenida Ibitiguaia, existe uma galeria de seção retangular (**Figura 5**) (início da canalização aberta do Córrego Teixeiras – bairro Ipiranga) cujas características físicas foram minuciosamente revisadas para realização desse projeto, na fase de levantamento topográfico e são as seguintes:



Figura 5: Bueiro (polígono vermelho), canalização aberta existente – Bairro Ipiranga (polígono azul claro) e Córrego Teixeiras a ser canalizado (linha azul escura). Fonte: Google Earth.

- Seção: Retangular
- Material: Concreto armado
- Cota de montante: 730,883 m
- Cota de jusante: 730,602 m
- Desnível: 0,281 m
- Declividade (I): $\sim 0,004 \text{ m/m} = 0,40\%$
- Dimensões:
 - Altura (montante): 2,39 m Largura (montante): 4,1 m
 - Altura (jusante): 2,49 m Largura (jusante): 4 m
- Coordenada inicial (montante): X = 669107,4255 m; Y = 7589003,3021 m
- Coordenada final (jusante): X = 669153,3940 m; Y = 7589063,0888 m

- Extensão: ~73 m

10.1 Determinação das vazões de serviço

Conforme já adiantado anteriormente, na fase de ante-projeto (página 46), as vazões consideradas atuando no ponto de controle localizado imediatamente a montante do início da canalização eram as seguintes:

- Vazão da sub-bacia do córrego Teixeiras – 42,48 m³/s
- Vazão da sub-bacia do Parque da Lajinha – 16,15 m³/s

Nesta fase de projeto executivo, com a aplicação mais criteriosa dos fatores determinantes dos limites dos talvegues e micro-bacias além de uma apuração mais detalhada dos tipos de cobertura de solo em cada micro-bacia identificada, chegou-se a valor de vazão para a sub-bacia do Parque da Lajinha um pouco menor do que o anterior, passando a serem considerados os seguintes valores:

- Vazão da sub-bacia do córrego Teixeiras – 42,48 m³/s
- Vazão da sub-bacia do Parque da Lajinha – 11,91 m³/s
- Vazão total no ponto de controle – 54,40 m³/s

10.2 Verificação da capacidade do canal

As características de declividade e dimensões do canal estudado são suficientes para transportar no limite de 100% (cem por cento) de ocupação da sua seção transversal, a vazão proveniente da sub-bacia de montante da seção de controle do córrego Teixeiras, que é de 42,48 m³/s. Aqui cabe voltar a salientar que nesse caso a chuva de projeto estipulada é de 50 anos.

A verificação do comportamento do canal levando-se em consideração a contribuição da sub-bacia do córrego da lajinha, com a vazão já corrigida de 54,40 m³/s, pressupõe taxa de utilização da seção de 126% ou seja, tecnicamente o canal não é suficiente para suportar o somatório das vazões.

10.3 Situação atual

Composto por malha de drenagem antiga e deteriorada, o sistema de drenagem do

Parque da Lajinha vem operando de forma precária e tem se beneficiado certamente pelo efeito de amortecimento de cheias provocado pela existência do lago artificial em seu interior, que retem volume considerável das vazões afluentes e fazendo sua liberação gradual através do vertedouro existente ou, nas chuvas mais intensas, até mesmo pelo transbordamento do lago.

O comportamento dessa rede na confluência com o canal retangular, atualmente acontece em ponto no interior do canal e cuja localização está perfeitamente identificada na planta topográfica enquanto seu comportamento hidráulico já foi motivo de consideração na fase de ante-projeto (página 48).

10.4 Conclusão

Verificou-se que a seção transversal do bueiro comportará a vazão afluente gerada na sub-bacia do córrego Teixeiras trabalhando a 98% da sua capacidade, não sendo suficiente para transportar o acréscimo de 11,91 m³/s gerado pela bacia do Parque da Lajinha.

Em razão da conclusão acima, é primordial dispensar toda a vazão proveniente do Parque da Lajinha a jusante da galeria existente e nunca a montante.

11 AMORTECIMENTO DE CHEIAS

A lagoa artificial existente no interior do Parque da Lajinha possui as seguintes características:

- **Área drenada a montante:** 1.615.106,95 m² (85% da área total da bacia)
- **Área do espelho d'água:** 21.525,00 m²
- **Capacidade de acumulação em altura :** 0.47 m
- **Capacidade de acumulação em volume:** 10.181,33 m³
- **Coeficientes de runoff:** 0,09 em média

Verifica-se que a função de amortecimento de cheias realizada pela lagoa interna ao Parque da Lajinha não abrange a área total da bacia, isso em função desta lagoa estar localizada no terço final do talvegue principal. Mesmo assim essa função é relevante devido a abrangência direta da função de amortecimento sobre 85% da área total da bacia, setor este ocupado com cobertura vegetal densa em sua maior parte o que

força a redução significativa da geração de deflúvio superficial sobre a região de abrangência.

11.1 Vazões e tempos de recorrência

As vazões geradas a montante da lagoa interna ao Parque da Lajinha foram avaliadas em função de diferentes tempos de recorrência para chuvas intensas, o que permitiu a montagem da tabela abaixo (**Tabela 6**).

Tabela 10 – Vazões e tempos de recorrência

Vazões no lago do Parque da Lajinha					Amortecimento		
Tempo	Afluente	Retida	Efluente	Extravasada	Tempo de detenção		
Anos	l/s	l/s	l/s	l/s	Segundo	Minuto	Hora
200	10,132.42	4,567.86	5,564.55	996.69	1,829.68	30.49	0.51
150	9,640.48	4,567.86	5,072.62	504.75	2,007.12	33.45	0.56
100	8,987.42	4,567.86	4,419.55	-148.31	2,303.70	38.40	0.64
50	7,971.80	4,567.86	3,403.94	-1,163.92	2,991.04	49.85	0.83
10	6,034.41	4,567.86	1,466.55	-3,101.31	6,942.38	115.71	1.93
5	5,352.50	4,567.86	784.64	-3,783.23	12,975.84	216.26	3.60
3	4,899.78	4,567.86	331.92	-4,235.94	30,674.04	511.23	8.52

A análise da tabela acima permite as seguintes conclusões:

- Para chuvas com 3 anos de tempo de recorrência, o tempo de detenção interna chega quase 9 horas, portanto muito superior ao tempo de duração da chuva de projeto que é de 19 minutos no setor de maior área, restando confirmada a função de amortecimento para esse parâmetro.
- Para chuvas com 200 anos de tempo de recorrência, o tempo de detenção interna passa de meia hora, tempo esse ainda superior ao tempo de duração da chuva de projeto que é de 19 minutos no setor de maior área, restando também confirmada a função de amortecimento para esse parâmetro.
- A fixação de uma drenagem máxima para o lago no valor de 4,57 m³/s, correspondente a uma chuva com 2 anos de tempo de recorrência permite a função de amortecimento da lagoa interna ao Parque da Lajinha para chuvas com tempo de recorrência superior a 150 anos, conforme pode ser verificado no gráfico baixo:

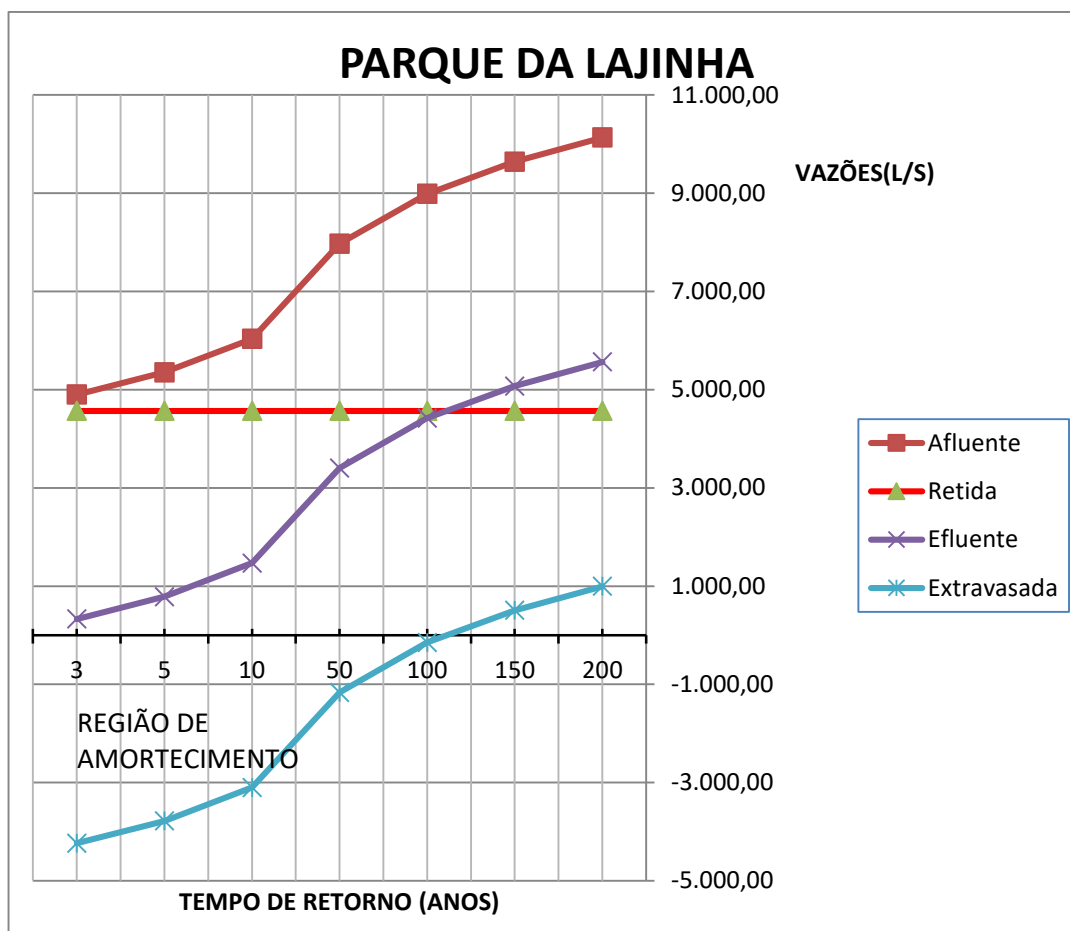


Figura 6 – Plotagem de Vazões x Tempos de retorno para chuvas intensas

A adoção desses parâmetros permite uma redução significativa nas áreas das seções transversais das estruturas necessárias para realização da drenagem dessas vazões com segurança até o ponto final de lançamento a jusante do canal retangular fechado situado sob a rua Ibitiguaia.

12 TOPOGRAFIA

Os serviços de topografia realizados tiveram três objetivos principais:

- Conhecimento do terreno por onde será implantada a rede de drenagem;
- Verificação das contribuições de drenagem a montante do lago interior.
- Verificação dos pontos de concentração e acesso a rede de drenagem existente e aproveitamento desses pontos para a rede projetada e amortecida.
- Identificação das peças de drenagem existente, com verificação de diâmetros, alturas e profundidades.

- Batimetria da região do lago onde se instalará o vertedouro.

12.1 Conhecimento do terreno

O projeto topográfico restituído com curvas de nível métricas permitiu a identificação das características principais do local atingido salientando divisas, calçamentos, espécies arbóreas, vias de rodagem, prédios, postes e monumentos.

12.2 Contribuições a montante do lago

Levantou-se os pontos de concentração de drenagem existentes a montante do lago interno de modo a confirmar as regiões cujas vazões drenam para o lago ou para fora deste, o que permitiu a confecção do mapa de coeficientes de escoamento.

12.3 Pontos de concentração de vazões

Através do levantamento topográfico foram identificados todos os pontos de concentração de vazão e acesso a rede existente, permitindo a segregação das sub-bacias em micro-bacias de contribuição que deram origem as vazões de dimensionamento das redes de drenagem.

12.4 Peças de drenagem existentes

As peças de drenagem existentes em campo foram, na medida do possível, abertas e tiveram suas características de diâmetro, profundidade, comprimento e largura anotadas, o que permitiu a elaboração da peça de projeto “Rede Existente”. Alguns trechos tiveram que ser inferidos em função da falta de informações sobre eles.

12.5 Batimetria e metodologia

A batimetria realizada permitiu a identificação da conformação do terreno na região do vertedouro a ser construído, bem como a identificação bem realista da linha de borda do dique existente e dos níveis d’água.

13 CUIDADOS AMBIENTAIS

As intervenções decorrentes deste projeto terão efeito internamente ao Parque da Lajinha e também em seu entorno. Com o objetivo de manutenção do status quo

ambiental em área sensível como a interna ao parque, haverá necessidade da elaboração de um projeto específico para definição de todas as ações de intervenção e restauração da biota local. Os custos previstos para realização dessas ações estarão inseridos no orçamento da obra.

13.1 PTRF – PROJETO TÉCNICO DE RECONSTITUIÇÃO DA FLORA

O traçado previsto da rede projetada implicará no remanejamento de espécies da flora conforme identificadas em planta anexa. Para esse fim será necessário a elaboração de um projeto específico que detalhe todas as ações necessárias para proteção, transferência e replantio das unidades afetadas. Ao elaborar o projeto técnico de reconstituição da flora, deve-se propor o plantio compensatório dentro da própria unidade de conservação, não esquecendo também da reposição das espécies de cercas vivas e gramíneas.

13.2 Proteção da fauna

As intervenções internas preveem a construção de um novo vertedouro localizado na borda do lago além de escavação de valas para acomodação das manilhas. É do conhecimento geral que o lago se tornou habitat natural de várias espécies da fauna aquática e terrestre, em razão disso faz-se necessária a elaboração de um projeto protetivo específico para eliminar o risco de perda ou prejuízo dessa biota quando da realização das obras previstas.

13.3 Proteção do entorno

As obras previstas acontecerão em região de trânsito intenso e responsável pela interligação viária entre bairros importantes e a BR040, região já impactada pela realização de consideráveis obras viárias. É importante que a Secretaria de Trânsito elabore medidas preventivas visando minimizar os efeitos das obras de escavação da rede de drenagem no sistema viário local.

13.4 Interferências

A região de implantação do empreendimento é passagem para tubulações de água potável, esgotamento sanitário além da própria drenagem remanescente que, de acordo com as investigações topográficas se desenvolve em níveis mais profundos.

A rede projetada amortecida também alcança níveis mais baixos, entretanto, faz-se necessária a verificação prévia com os diversos órgãos afins, principalmente a Companhia Municipal de Saneamento CESAMA, para que exista o cuidado prévio no momento de realização das escavações.

A tubulação relativa ao interceptor de esgotos a ser implantado no local já se encontra representada graficamente, tendo sido necessários alguns ajustes em projeto para acomodação da mesma sobre a nova rede de drenagem a ser construída.

14 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

14.1 Introdução

Na literatura técnica especializada em drenagem urbana diversos autores apresentam diferentes métodos para a elaboração de projetos de sistemas de microdrenagem. Entretanto, todos os métodos propostos são semelhantes entre si, apenas apresentando diferenças quanto aos procedimentos adotados para cálculo das áreas de contribuição e alguns parâmetros hidrológicos tais como o tempo de duração da chuva onde alguns métodos adotam 5 min e outros adotam 10 minutos, havendo também métodos que se utilizam de uma variação maior do tempo de duração conforme as características da área de drenagem do projeto. Neste trabalho, utilizamos um desses métodos, que é o método adotado pela Prefeitura de Belo Horizonte, o qual foi originalmente desenvolvido pela Superintendência de Desenvolvimento da Capital - SUDECAP.

14.2 Parâmetros Hidrológicos

Os parâmetros hidrológicos utilizados nos projetos de microdrenagem, são:

Área de drenagem	A
Tempo de concentração	tc
Duração da chuva	d
Tempo de Recorrência	T
Intensidade da Precipitação	i

Coeficiente de escoamento

C

14.3 Área de drenagem

Não se deve confundir Área de Drenagem com Bacia de Drenagem, pois tratam-se de dois conceitos diferentes. Bacia de Drenagem confunde-se com o conceito de Bacia Hidrográfica, mas o mesmo não acontece com a Área de Drenagem. A diferença reside no fato de uma superfície de uma bacia, ou fração dessa bacia, sofrer grandes e profundas alterações em consequência da urbanização.

Em resumo, o conceito de Área de Drenagem (ou Área de Contribuição) deve ser reservado aos projetos de microdrenagem, enquanto a aplicação do conceito de Área da Bacia Hidrográfica é mais adequada aos sistemas de macrodrenagem.

14.4 Tempo de concentração e duração da chuva

Define-se tempo de concentração (t_c) como o tempo necessário para uma gota d'água escoar do ponto mais afastado de uma área até o ponto de despejo (ou de concentração ou de uma seção).

Para grandes áreas é necessário levar em conta o efeito de acumulação temporária das águas do deflúvio nas depressões existentes e também o efeito do retardamento do escoamento devido aos obstáculos, e, neste caso, redundará em um aumento do tempo de concentração. Já para pequenas bacias, como é o caso dos sistemas de microdrenagem, desprezam-se tais efeitos, resultando numa igualdade entre o tempo de concentração e a duração da chuva (d).

A definição do tamanho de uma bacia é uma questão relacionada à natureza e tipo do projeto proposto. No caso corrente considera-se a área de 10 km² (1.000 ha) como limite para aplicação dos métodos de cálculo utilizados para os sistemas da microdrenagem.

O cálculo do tempo de concentração (t_c) é feito pela seguinte expressão:

$$T_c = 57 [L^3 / H]^{0,385}$$

A expressão utilizada para cálculo de "Tc" é recomendada pelo California Culverts Practice, California Highways and Public Works - U.S.A. e apóia-se em resultados experimentais aplicados à fórmula de KIRPICH, mostrando-se satisfatória para as finalidades propostas.

14.5 Tempo de recorrência

Tempo (ou período) de recorrência (T) ou de retorno de uma determinada chuva (conhecidas sua duração e intensidade) é o intervalo de tempo em que esse evento terá a probabilidade de ocorrer ou ser superada em pelo menos uma vez. Esse parâmetro hidrológico está, portanto, associado à noção de *risco*. No campo da engenharia hidráulica, por exemplo, *risco* é a probabilidade de uma determinada obra hidráulica vir a falhar (transbordar, romper etc), pelo menos uma vez durante sua vida útil.

O parâmetro T, então, pode ser definido como o inverso da probabilidade de um evento hidrológico ser igualado ou superado em um ano qualquer. Portanto, uma obra projetada para um período de retorno T, expõe-se, todo ano, a uma probabilidade 1/T de vir a falhar.

Ao admitir um período de retorno T a um empreendimento qualquer, também estará sendo conferido um grau de proteção à população. Trata-se, em última análise, de escolher o risco (R) aceitável pela comunidade. O risco (R) de um obra, em função de sua vida útil e do tempo de retorno adotado no projeto, pode ser calculado pela seguinte expressão:

$$R = 100 \times [1 - 1/T]^N$$

Onde N é a vida útil esperada.

O risco também pode ser determinado pela tabela abaixo;

T (anos)	Vida útil da obra (anos) - N				
	2	5	25	50	100
2	75	97	99,9	99,9	99,9
5	36	67	99,9	99,9	99,9
10	19	41	93	99	99,9
25	8	18	64	87	98
50	4	10	40	64	87

100	2	5	22	39	63
500	0,4	1	5	9	18

O tempo de retorno adotado nos projetos para micro-drenagem, é:

- 5 ANOS PARA SARJETAS
- 10 ANOS PARA SUPERFÍCIES

14.6 Intensidade da precipitação

Intensidade da precipitação (i) ou intensidade pluviométrica é a expressão da relação entre altura (h) e duração (d) da precipitação.

Interessa conhecer as intensidades pluviométricas de acordo com a variação da frequência e a duração das precipitações conforme as peculiaridades das condições climáticas da região em estudo. Assim, através de análises estatísticas dos dados obtidos pelas observações das chuvas nos postos pluviométricos, são deduzidas expressões matemáticas que são as equações de chuva, variáveis para cada região.

Para a região de Juiz de Fora, foi utilizada a equação de chuvas intensas disponibilizada através do Plúvio 2.1, desenvolvido pelo GPRH (Grupo de Pesquisa em Recursos Hídricos) do Departamento de Engenharia Agrícola da Universidade Federal de Viçosa (DEA - UFV).

$$I_m = K T^a / (t + b)^c$$

Em que:

I_m = intensidade máxima de precipitação em mm/h.

T = Período de retorno em anos.

t = duração da precipitação em minutos.

K, a, b, c = Parâmetros fornecidos pelo método.

Para T = 10 anos, t = 10 min (recomendado), K = 3000, a = 0,173, b = 23,965 e c = 0,96, tem-se;

$$I_m = 151,47 \text{ mm/h}$$

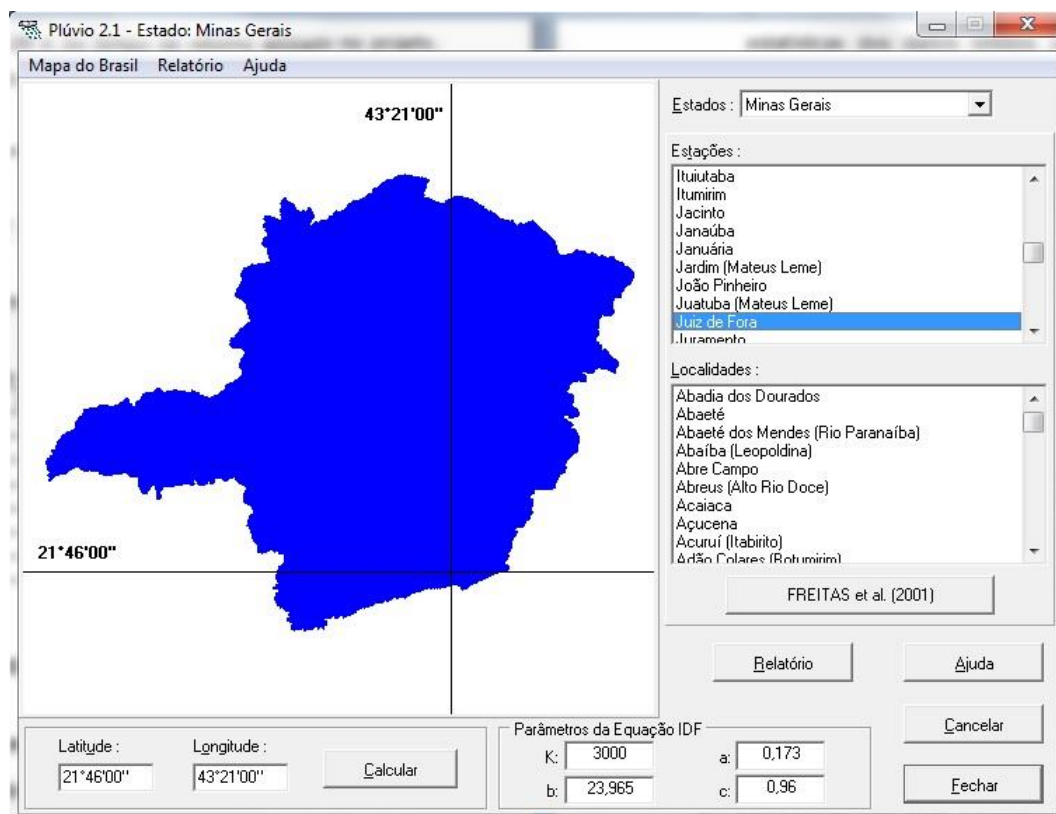


Figura 7 - Parâmetros fornecidos pelo PLUVIO.

14.7 Cálculo de vazão

A vazão (Q) de um deflúvio é determinada à partir da utilização de um modelo hidrológico. Já a capacidade de escoamento de um elemento de drenagem é calculada utilizando-se adequadamente fórmulas da Hidráulica. Essa capacidade é chamada de Vazão de Projeto (Qp). Assim, para esse dimensionamento será necessário que Qp seja igual ou maior do que Q. Os fatores que influem no cálculo de Q, são regime de chuvas, intensidade das precipitações, área de drenagem e demais parâmetros hidrológicos conforme o modelo utilizado. Para se calcular Qp, os fatores influentes, são: tipo e seção geométrica da estrutura de drenagem, velocidade, declividade de escoamento, regime do escoamento, ou seja, elementos da engenharia hidráulica.

O método adotado universalmente para dimensionamento das vazões de deflúvio dos sistemas de microdrenagem é o **MÉTODO RACIONAL**.

$$Q = 0,00278.C.i.A$$

Onde:

Q = vazão, em m³/s;

C = coeficiente de escoamento superficial (adimensional);

I = intensidade pluviométrica, em mm/h;

A = Área de drenagem, em hectares (ha);

No Método Racional admite-se que a chuva cuja duração seja igual ao tempo de concentração - ainda que não tenha a maior intensidade - produzirá maior caudal na seção estudada, o que vale dizer que o maior caudal somente ocorrerá quando toda a área de drenagem estiver contribuindo para essa seção.

14.8 Velocidade de escoamento

A velocidade do escoamento (U) é a velocidade média considerada na seção em estudo. A velocidade U pode ser calculada pela Fórmula de Manning, representada pela seguinte expressão:

$$U = [R_H . i^{1/2}] / n$$

Onde:

U = velocidade média, em m/s

RH = Raio Hidráulico, em metro

i = declividade, em m/m

n = rugosidade, conforme Manning

Caso sejam conhecidas a vazão de projeto Q_p e a seção de escoamento, a velocidade U pode ser facilmente calculada através da Equação da Continuidade. Os limites de velocidade adotadas pela Prefeitura de Belo Horizonte, são:

Limite de Velocidade		
Situação	(m/s)	
	mínima	máxima
Galeria	0,50	12,00
Rede tubular	0,50	7,50
Sarjeta	0,50	4,00

Coeficiente de rugosidade (n)	
Tipo de superfície	Coeficiente (n)
Cerâmica comum	0,013
Cerâmica vitrificada	0,014
Concreto liso	0,013
Concreto não liso	0,015
Pedra argamassada	0,025
Pedra solta	0,032
Pedra arrumada	0,015
Asfalto liso	0,013
Asfalto rugoso	0,016
Cimentado liso e limpo	0,011
Aço liso sem pintura	0,012
Terra, sem vegetação	0,025
Terra, com plantas aquáticas	0,035
Terra, paredes de pedra	0,030
Escavação, sem vegetação	0,028
Escavação, com vegetação	0,050
Cursos naturais, curvo e com muitos arbustos	0,100
Gramma*	0,027
Gabião*	0,035
Terra armada*	0,016

14.9 Elementos de projeto

Os elementos da infra-estrutura urbana e aqueles projetados exclusivamente para o sistema de microdrenagem e suas respectivas definições, são:

CAIXA COLETORA (CC) - Também conhecida como **Boca-de-Lobo (BL)**. Trata-se de uma caixa provida de aberturas que têm a finalidade de captar as águas pluviais

que escoam pelas sarjetas. A Caixa Coletora será do tipo **Simples** quando constituída de apenas uma caixa com grelha, e será **Dupla** quando uma única caixa for provida de duas grelhas contíguas. Será do tipo **Combinada** quando tiver uma cantoneira instalada na guia do passeio, além da grelha. É classificada como sendo de grelha quando não dispuser de cantoneira. Será do tipo **A** quando os elementos de captação (grelha, quadro e cantoneira) forem de ferro fundido, e tipo **B** quando estes elementos forem em concreto pré-moldado. Será caracterizada como BL Fora de Padrão (**FP**) quando não atender à padronização. As Caixas Coletoras somente poderão ser instaladas em logradouros pavimentados e providos de sarjetas, sendo as grelhas assentadas com rebaixo ou em nível tanto nos pontos baixos (colos) quanto nos greides contínuos.

CAIXA DE PASSAGEM (CP) - Dispositivo auxiliar implantado nas redes tubulares para possibilitar ligações de bocas-de-lobo, mudanças de direção e de diâmetro das redes. Podem ser do tipo **A** quando a laje de fundo for horizontal, do tipo **B** quando o desnível da laje de fundo for de 50 cm. Será do tipo C quando este desnível for de 100 cm.

CANAL - Conduto onde o escoamento das águas ocorrerá sempre pela ação da forma da gravidade e em uma seção transversal qualquer haverá pelo menos um ponto onde a pressão será igual à pressão atmosférica.

CANAL EM LEITO NATURAL - Calha ou leito natural de um curso d'água.

CANAL REVESTIDO ABERTO - Calha de um curso d'água, revestida artificialmente. O revestimento pode ser apenas nas paredes, ou nas paredes e no fundo.

CANAL REVESTIDO FECHADO - Calha de um curso d'água, revestida artificialmente nas paredes e fundo, e coberta por uma laje.

CANALETA - Canal aberto, para ser empregado nas cristas e nos pés de taludes de cortes e aterros com a finalidade de evitar ou reduzir os processos erosivos, ou ainda instaladas em pátios e estacionamentos para coleta e condução das águas superficiais.

CANTONEIRA - Dispositivo provido de abertura, para ser instalado na guia de um passeio (meio-fio) e junto a uma boca-de-lobo.

CHAMINÉ - Elemento de ligação do balão de um poço de visita à superfície, fechado por tampão circular de ferro fundido ou de concreto, e que tem a finalidade de permitir o acesso ao interior do poço de visita.

CONDUTO - Todo dispositivo que tem por finalidade o escoamento de águas.

DESCIDA DE ÁGUA - É o dispositivo que tem por finalidade dar uma destinação adequada às águas que descem por encostas e taludes, objetivando evitar ou reduzir os processos erosivos. Pode ser do tipo calha ou tipo degrau. Será uma descida Fora de Padrão quando não atender à padronização.

DISPOSITIVO FORA DE PADRÃO - É todo dispositivo para drenagem implantado em logradouros públicos, sem, contudo, estar contido no sistema de padronização.

DRENAGEM PLUVIAL - Sistema formado por dispositivos artificiais e/ou meios naturais que captam e conduzem as águas provenientes das precipitações pluviais.

DRENO - Dispositivo empregado para coletar e fazer escoar águas subterrâneas.

DRENO DE ALÍVIO - É o dispositivo instalado na laje de fundo das galerias para aliviar os esforços oriundos de subpressões.

DRENO DE GALERIA - Dispositivo de drenagem profunda, interligado às galerias e que tem a finalidade de captar as águas provenientes do escoamento subterrâneo.

GALERIA - Canalização de seção prismática, aberta ou fechada.

GRELHA DE PV DE CANAL - Dispositivo que tem a finalidade de favorecer a circulação / ventilação de ar nas galerias, além de permitir o acesso ao interior destes canais.

GUIA - É a estrutura que limita a sarjeta longitudinalmente e separa a pista de tráfego da faixa do passeio.

LOGRADOURO PÚBLICO - Espaço público constituído por uma via ou uma praça.

MACRODRENAGEM Sistema natural e/ou artificial formado pelo conjunto de dispositivos de captação e escoamento de águas originadas pelo escoamento

superficial e subterrâneo. É formado pela hidrografia natural, pelos talvegues ou pelas canalizações de cursos d'água. Também é denominada de Drenagem Principal.

MEIO-FIO - Linha de escoamento de águas situada ao longo da interseção da sarjeta com a guia. Na prática confunde-se com a guia. Pode ser do tipo A (altura de 35 cm) ou tipo B (altura de 45 cm). Será, ainda, Fora de Padrão quando não atender à padronização. Quando o meio-fio for moldado "in-loco", deve ter as mesmas dimensões do meio-fio tipo A e tem aplicação restrita a vias com greide longitudinal máximo de 17% e com baixa taxa de ocupação urbana.

MICRODRENAGEM - Sistema formado por um conjunto de dispositivos de captação e escoamento de águas pluviais superficiais, a exemplo dos pavimentos das vias, das sarjetas, das bocas-de-lobo, das redes tubulares e das descidas d'água. Também é denominada de Drenagem Secundária.

PAVIMENTAÇÃO - Revestimento de um logradouro.

PAVIMENTAÇÃO POLIÉDRICA - Pavimentação com o uso de pedras irregulares ou paralelepípedos.

POÇO-DE-VISITA - Dispositivo implantado nas canalizações para possibilitar ligações de Boca-de-lobo, mudanças de direção e de declividade, mudanças de diâmetro das redes tubulares, além de possibilitar a inspeção e a limpeza no interior destes canais. Será do tipo A quando dispuser de laje plana no fundo, tipo B quando o desnível da laje de fundo for de até 50 cm e tipo C quando este desnível for de 50 a 100 cm. Poderá, ainda, ser PV Fora de Padrão quando suas medidas ou especificações não atenderem à padronização.

POÇO DE VISITA DE CANAL - É o dispositivo instalado nas galerias celulares com a finalidade de possibilitar a inspeção e os trabalhos de limpeza no interior destas canalizações, bem como proporcionar a instalação de grelhas de canais.

PONTO BAIXO (OU COLO) - Local de reunião das águas que escoam superficialmente devido ao encontro de dois trechos descendentes do greide de uma via.

REDE TUBULAR - Canalização fechada, de seção circular.

SARJETA - É o canal aberto situado longitudinalmente junto às guias dos passeios, destinado à coleta e escoamento das águas pluviais superficiais dos logradouros. Poderá ser do tipo A para declividade transversal de 3%, tipo B para declividade de 15% e tipo C quando a declividade for de 25%. Poderá, ainda, ser fora de padrão quando tiver geometria ou especificação diferente da padronização.

VIA PÚBLICA - Plataforma constituída por pista(s) de rolamento de veículos e passeios para pedestres. As pistas de rolamento podem ser pavimentadas ou não. Quando não pavimentadas, serão caracterizadas como sendo em terra (T). Quando pavimentadas, podem ser : em concreto (PAVCON), em poliédrico (PAVPOL) ou asfaltadas (PAVASF). No sentido longitudinal, toda via deve ser projetada com declividade mínima de 0,5%.

VERTEDORES – São estruturas hidráulicas destinadas a efetuar a descarga das águas excedentes dos reservatórios sem ocasionar danos as barragens ou as outras estruturas hidráulicas ou não hidráulicas adjacentes, além de permitir o controle de nível de diversas obras hidráulicas.

14.10 Critérios de projeto

14.10.1 Inundação máxima de uma pista

Inundação máxima (ou alagamento) de uma pista será aquele que atinge uma faixa de largura máxima de 1,67m, contado à partir do meio-fio, O limite de 1,67 é adotado universalmente e visa estabelecer uma faixa de rolamento central sem águas além de permitir a travessia dos pedestres.

14.10.2 Posicionamento das caixas coletoras (ou bocas-de-lobo)

Nos projetos de microdrenagem o passo inicial é dado assinalando-se os sentidos dos escoamentos para, em seguida, proceder-se ao posicionamento das caixas coletoras. O desenho 4 indica os possíveis sentidos de escoamento nos cruzamentos de vias. As caixas coletoras são posicionadas nas seguintes situações:

- a) Primeira CC - É instalada no ponto em que o escoamento superficial atinge o limite da faixa máxima de inundação na pista (1,67m). A medida da distância do divisor de águas (espigão) até a primeira boca-de-lobo é chamada de comprimento útil (Lu).
- b) Cruzamentos de vias - Em todos os cruzamentos é obrigatória a instalação de Caixas Coletoras. O posicionamento das caixas é determinado em função do sentido convergente dos escoamentos e instaladas imediatamente à montante do ponto de curva da linha do meio-fio.
- c) Pontos baixos (colos) dos greides - Nestes locais é obrigatória a instalação de caixas coletoras.
- d) Pontos intermediários dos greides nas rampas das vias Serão instaladas caixas coletoras sempre que a faixa de inundação tenha atingido o valor de 1,67 m.

14.10.3 Determinação das áreas de contribuição (áreas de drenagem)

A área de contribuição pluvial para a sarjeta é representada pela faixa compreendida pelo eixo da via até o alinhamento e deste para o interior do quarteirão até uma largura de 20 ou 30 metro conforme o caso.

14.10.4 Coeficiente de escoamento superficial (C) da área de contribuição

A faixa é, na verdade, formada por duas áreas, a primeira, pela metade da via, situada entre o eixo desta e o alinhamento. A segunda é constituída pela 'faixa situada no interior da quadra. Assim, teremos dois valores para C, que são:

- Faixa de contribuição: $C = 0,70$
- Plataforma da via: $C = 0,90$

14.10.5 Intensidade pluviométrica

$$I_m = 151,47 \text{ mm/h}$$

14.10.6 Capacidade de escoamento das sarjetas

A capacidade de escoamento das sarjetas é determinada pela fórmula de Izzard;

$$Q_p = 0,00175 \cdot [z / n] \cdot [Y_o]^{8/3} \cdot [i]^{1/2}$$

Onde Y_o é a altura máxima da lâmina d'água na sarjeta, conforme segue;

Tipo de Sarjeta	Altura (cm)
A	5,0
B	11,0
C	16,0

Z é O inverso da declividade transversal,

i é a declividade longitudinal da via (mlm)

n é o coeficiente de rugosidade de Manning.

Resulta, portanto, os valores da capacidade (vazão) da sarjeta e respectivas velocidades, conforme indicado na tabela abaixo.

CAPACIDADE DAS SARJETAS		
TIPO	VAZÃO (l/s)	VELOCIDADE
A	284,429. $[i]^{1/2}$	6,913. $[i]^{1/2}$
B	553,766. $[i]^{1/2}$	9,762. $[i]^{1/2}$
C	855,946. $[i]^{1/2}$	12,364. $[i]^{1/2}$

14.10.7 Contribuição específica das sarjetas

É a vazão em marcha ocorrente nas sarjetas, por metro linear, expressa em l/s.m.

Seja q_1 a contribuição específica da faixa da quadra, então tem-se que:

$$q_1 = 0,00278 \cdot 0,70 \cdot 196 \cdot a \cdot 1 \cdot 10^{-4}$$

Onde a é a faixa de quadra e 1 é a faixa de um metro.

Seja q_2 a contribuição específica da semi-faixa da plataforma da pista do logradouro, então, tem-se que:

$$q_2 = 0,00278.0,90.196.[F/2].1.10^{-4}$$

Onde F é a faixa de rolamento da pista e 1 é a faixa de um metro.

A contribuição específica da sarjeta é, então:

$$q = q_1 + q_2$$

14.10.8 Comprimento útil de uma sarjeta (L_u)

É o comprimento que determina o posicionamento da primeira boca-de lobo. Sua expressão é :

$$L_u = Q_p / q \text{ (em metro)}$$

Onde Q_p é a capacidade da sarjeta e q é a contribuição específica.

14.10.9 Número de caixas coletoras em cada ponto

O número de caixas em cada ponto é determinado em função da capacidade de engolimento da grelha de cada caixa instalada. Para determinar a capacidade das CC simples e dupla de grelha (sem cantoneira), utiliza-se a seguinte expressão:

$$Q = 1,655 . P . y^{1,5}$$

Onde:

Q = vazão absoluta, em m³/s

P = semi-perímetro da grelha, em metro

y = altura da lâmina d'água sobre a grelha, em metro

Para as caixas coletoras do tipo simples e dupla combinadas (com cantoneira), a expressão indicada, é:

$$Q = 1,1 \cdot 1000 \cdot L \cdot y^{1,5}$$

(aplicavel a BLS e BLD combinada com cantoneira)

Onde:

Q = vazão absoluta, em l/s

L = comprimento da abertura, em metro

Y = altura da lâmina d'água, em metro

Para grelhas de concreto armado simples com dimensões de 99 x 45 cm, a expressão de cálculo é a seguinte;

$$Q = 2,383 \cdot y^{1,5}$$

Para grelhas de concreto armado dupla com dimensões de 99 x 45 cm, a expressão de cálculo é a seguinte;

$$Q = 4,022 \cdot y^{1,5}$$

Para cantoneiras de concreto armado simples e dupla no meio fio, a expressão de cálculo é a seguinte;

$$Q = 1,1 \cdot 10^3 \cdot L \cdot d^{1,5}$$

Onde:

Q = Vazão absorvida pela abertura, em l/s

L = Comprimento da abertura, em m

d = Altura da lâmina d'água, em m

Para comprimento da abertura de 0,90 m;

$$Q = 990 \cdot d^{1,5}$$

Para cantoneira dupla;

$$Q = 1980 \cdot d^{1,5}$$

15 RESULTADOS DO DIMENSIONAMENTO

15.1 Premissas

Dimensionamento realizado admitindo-se as seguintes premissas:

- Função de amortecimento de cheias para a lagoa interna ao Parque da Lajinha.
- Profundidade de rede suficiente para permitir o trânsito superior do Interceptor de esgoto projetado para o setor.
- Manutenção da rede antiga operante de modo a não interromper eventuais funções de drenagem da mesma para lençóis freáticos aterrados ao longo do tempo sem prejuízo de sua função de drenagem emergencial na lagoa.

15.2 Diâmetros, velocidades e declividades – Sem Amortecimento

Tabela 11 – Dimensionamento – Sistema pleno

Cálculo da Tubulação de Drenagem											Tirante máximo <			1
Trecho	L	Alturas		Declividade		Vazões	Dimensionamento				Operação			
		Mont	Jus			Jus	Q ple	Vel	Q/	(Ø)calc	Q ple	Vel	Q/	(Ø)adot
	(m)	H	H	m/m	%	l/s	(l/s)	(m/s)	Q ple	(mm)	(l/s)	(m/s)	Q ple	(mm)
	Descida AABB até o Lago													
BL1-BL2	33.28	2.32	1.76	0.076	7.64	74.18	92.70	2.61	0.80	213	1470.74	5.20	0.05	600
BL2-BL3	39.21	1.76	1.76	0.086	8.63	96.60	120.77	2.91	0.80	230	1562.82	5.53	0.06	600
BL3-BL5	41.68	1.76	1.76	0.084	8.41	130.84	163.52	3.11	0.80	259	1543.01	5.46	0.08	600
BL4-PV5	19.91	1.77	1.76	0.055	5.46	209.49	261.77	2.98	0.80	334	1243.49	4.40	0.17	600
BL5-BL6	98.01	1.76	2.41	0.082	8.19	378.20	431.02	3.93	0.88	374	1523.30	5.39	0.25	600
BL7-CP1	31.01	1.70	2.20	0.020	1.98	110.80	138.42	1.74	0.80	319	748.79	2.65	0.15	600
BL6-CP1	34.42	2.41	2.20	0.026	2.64	439.61	549.46	2.73	0.80	506	864.82	3.06	0.51	600
CP1-PV3	25.05	2.20	2.43	0.017	1.67	550.41	687.99	2.43	0.80	600	687.35	2.43	0.80	600
	Ligação do lago ao canal													

VERT-PV01	42.03	3.10	3.09	0.031	3.10	7971.80	9970.61	5.99	0.80	1456	10794.70	6.11	0.74	1500
PV1-PV2	44.24	3.09	4.38	0.031	3.10	8199.77	10254.45	6.03	0.80	1472	10786.56	6.10	0.76	1500
PV2-PV3	6.79	4.38	3.79	0.031	3.10	8750.19	10786.56	6.10	0.81	1500	10786.56	6.10	0.81	1500
PV3-PVBL1	22.81	3.79	3.88	0.031	3.10	8750.19	10786.56	6.10	0.81	1500	10786.56	6.10	0.81	1500
PVBL1-PVBL2	55.36	3.88	3.43	0.031	3.10	8750.19	10786.56	6.10	0.81	1500	10786.56	6.10	0.81	1500
BL8-BL10	13.95	1.40	1.40	0.050	4.97	52.11	65.16	2.03	0.80	202	402.29	3.20	0.13	400
BL10-BL11	15.32	1.40	1.40	0.029	2.88	58.18	72.76	1.70	0.80	233	306.20	2.44	0.19	400
BL11-BL12	11.83	1.40	1.40	0.019	1.86	100.11	125.12	1.65	0.80	310	246.13	1.96	0.41	400
BL9-PVBL2	12.19	1.40	1.69	0.005	0.50	59.11	73.88	0.89	0.80	326	127.63	1.02	0.46	400
BL12-PV4	32.94	2.85	1.59	0.010	1.00	107.62	134.54	1.33	0.80	358	180.49	1.44	0.60	400
PVBL2-PV4	48.25	3.94	4.02	0.042	4.21	8809.30	6756.54	6.09	0.80	1188	11735.91	6.64	0.75	1500
BL7.01-BL7.02	17.96	1.60	1.60	0.044	4.43	524.40	655.05	3.46	0.80	491	1119.74	3.96	0.47	600
BL7.02-PV4.1	18.64	1.60	1.80	0.005	0.46	554.08	691.91	1.50	0.80	767	773.87	1.54	0.72	800
PV4.1-BL13	79.13	1.80	1.80	0.040	3.97	863.29	1077.96	3.76	0.80	604	2282.56	4.54	0.38	800
BL13-PVBL3	29.40	1.80	1.83	0.052	5.19	863.29	1077.61	4.16	0.80	574	2611.18	5.19	0.33	800
PV4-PVBL3	14.98	4.45	3.62	0.037	3.67	8916.91	11148.40	6.56	0.80	1471	11736.40	6.64	0.76	1500
PVBL3-PVBL4	38.81	4.45	3.62	0.037	3.67	9780.20	11736.40	6.64	0.83	1500	11736.40	6.64	0.83	1500
PVBL4-PVBL5	18.36	4.44	3.62	0.037	3.67	9826.48	11736.72	6.64	0.84	1500	11736.72	6.64	0.84	1500
PVBL5-PVBL6	15.71	4.27	3.62	0.037	3.67	9826.48	11736.74	6.64	0.84	1500	11736.74	6.64	0.84	1500
PVBL6-PVBL7	23.71	4.69	3.62	0.037	3.67	9826.48	11735.69	6.64	0.84	1500	11735.69	6.64	0.84	1500
PVBL7-PVBL8	24.73	4.71	3.62	0.037	3.67	9826.48	11736.40	6.64	0.84	1500	11736.40	6.64	0.84	1500
PVBL8-PVBL9	23.01	4.60	3.61	0.036	3.64	9826.48	11688.34	6.61	0.84	1500	11688.34	6.61	0.84	1500
PVBL9-PVBL10	18.37	4.60	3.62	0.036	3.64	10344.79	11688.34	6.61	0.89	1500	11688.34	6.61	0.89	1500
PVBL10-PVBL11	20.00	4.65	3.62	0.036	3.64	10344.79	11688.34	6.61	0.89	1500	11688.34	6.61	0.89	1500
PVBL11-PV5	15.84	4.47	3.62	0.036	3.64	10344.79	11688.34	6.61	0.89	1500	11688.34	6.61	0.89	1500
PVBL5-PV6	39.16	4.23	4.00	0.036	3.64	10950.30	11688.34	6.61	0.94	1500	11688.34	6.61	0.94	1500
PVBL6-PV7	16.12	4.00	3.71	0.015	1.50	10950.30	12194.37	4.79	0.90	1800	12194.37	4.79	0.90	1800
BL14-BL15	4.78	2.33	2.35	0.037	3.74	339.82	424.73	2.92	0.80	431	1029.33	3.64	0.33	600
BL15-PV8	21.36	2.35	2.35	0.070	6.97	339.82	424.82	3.68	0.80	383	1404.56	4.97	0.24	600
PV8-BL17	31.91	2.35	2.35	0.051	5.06	426.46	533.24	3.46	0.80	443	1197.21	4.23	0.36	600
BL17-PV9	55.32	2.35	5.90	0.148	14.78	426.46	533.24	5.17	0.80	362	2046.05	7.24	0.21	600
BL18-PV9	15.44	1.40	1.75	0.005	0.50	91.85	114.93	0.99	0.80	385	376.28	1.33	0.24	600
PV9-PVBL10	49.48	5.90	3.62	0.039	3.87	518.31	647.78	3.29	0.80	501	1047.41	3.70	0.49	600
						10950.30								

15.3 Diâmetros, velocidades e declividades – Com Amortecimento

Tabela 12 – Dimensionamento – Sistema amortecido

Cálculo da Tubulação de Drenagem											Tirante máximo =		0.8	
Trecho	L	Alturas		Declividade		Vazões	Dimensionamento				Operação			
		Jus	Q ple			Vel	Q/	(Ø)calc	Q ple	Vel	Q/	(Ø)adot		
	(m)	H	H	m/m	%	l/s	(l/s)	(m/s)	Q ple	(mm)	(l/s)	(m/s)	Q ple	(mm)
	Descida AABB até o Lago													
BL1-BL2	33.28	2.32	1.76	0.076	7.64	74.18	92.70	2.61	0.80	213	1470.74	5.20	0.05	600
BL2-BL3	39.21	1.76	1.76	0.086	8.63	96.60	120.77	2.91	0.80	230	1562.82	5.53	0.06	600
BL3-BL5	41.68	1.76	1.76	0.084	8.41	130.84	163.52	3.11	0.80	259	1543.01	5.46	0.08	600
BL4-PV5	19.91	1.77	1.76	0.055	5.46	209.49	261.77	2.98	0.80	334	1243.49	4.40	0.17	600
BL5-BL6	98.01	1.76	2.41	0.082	8.19	378.20	431.02	3.93	0.88	374	1523.30	5.39	0.25	600
BL7-CP1	31.01	1.70	2.20	0.020	1.98	110.80	138.42	1.74	0.80	319	748.79	2.65	0.15	600
BL6-CP1	34.42	2.41	2.20	0.026	2.64	439.61	549.46	2.73	0.80	506	864.82	3.06	0.51	600
CP1-PV3	25.05	2.20	2.43	0.017	1.67	550.41	687.99	2.43	0.80	600	687.35	2.43	0.80	600
	Ligação do lago ao canal													
VERT-PV01	44.99	2.48	2.34	0.029	2.86	4567.86	5716.55	5.05	0.80	1200	5716.55	5.05	0.80	1200
PV1-PV2	44.24	2.34	3.65	0.031	3.15	4795.83	5995.42	5.30	0.80	1200	5995.42	5.30	0.80	1200

PV2-PVS3	6.79	3.65	3.11	0.039	3.90	5346.24	6676.35	5.90	0.80	1200	6676.35	5.90	0.80	1200
PVS3-PVBL1	22.81	3.11	3.40	0.039	3.92	5346.24	6685.69	5.91	0.80	1200	6685.69	5.91	0.80	1200
PVBL1-PVBL2	55.36	3.40	3.39	0.039	3.92	5346.24	6691.15	5.92	0.80	1200	6691.15	5.92	0.80	1200
BL8-BL10	13.95	1.40	1.40	0.050	4.97	52.11	65.16	2.03	0.80	202	402.29	3.20	0.13	400
BL10-BL11	15.32	1.40	1.40	0.029	2.88	58.18	72.76	1.70	0.80	233	306.20	2.44	0.19	400
BL11-BL12	11.83	1.40	1.40	0.019	1.86	100.11	125.12	1.65	0.80	310	246.13	1.96	0.41	400
BL9-PVBL2	12.19	1.40	1.69	0.005	0.50	59.11	73.88	0.89	0.80	326	127.63	1.02	0.46	400
BL12-PV4	32.94	2.85	1.59	0.010	1.00	107.62	134.54	1.33	0.80	358	180.49	1.44	0.60	400
PVBL2-PV4	48.25	3.39	3.37	0.040	4.00	5405.35	6759.08	5.98	0.80	1200	6759.08	5.98	0.80	1200
BL7.01-BL7.02	17.96	1.60	1.60	0.044	4.43	524.40	655.05	3.46	0.80	491	1119.74	3.96	0.47	600
BL7.02-PV4.1	18.64	1.60	1.80	0.005	0.46	554.08	691.91	1.50	0.80	767	773.87	1.54	0.72	800
PV4.1-BL13	79.13	1.80	1.80	0.040	3.97	863.29	1077.96	3.76	0.80	604	2282.56	4.54	0.38	800
BL13-PVBL3	29.40	1.80	1.83	0.052	5.19	863.29	1077.61	4.16	0.80	574	2611.18	5.19	0.33	800
PV4-PVBL3	14.98	3.37	2.62	0.042	4.16	5512.97	6894.77	6.10	0.80	1200	6894.77	6.10	0.80	1200
PVBL3-PVBL4	38.81	2.74	2.65	0.056	5.56	6376.26	7967.33	7.04	0.80	1200	7967.33	7.04	0.80	1200
PVBL4-PVBL5	18.36	3.07	2.62	0.057	5.65	6422.54	8031.55	7.10	0.80	1200	8031.55	7.10	0.80	1200
PVBL5-PVBL6	15.71	2.98	2.64	0.056	5.64	6422.54	8025.55	7.10	0.80	1200	8025.55	7.10	0.80	1200
PVBL6-PVBL7	23.71	3.19	2.59	0.056	5.65	6422.54	8031.55	7.10	0.80	1200	8031.55	7.10	0.80	1200
PVBL7-PVBL8	24.73	3.20	2.60	0.056	5.64	6422.54	8024.44	7.10	0.80	1200	8024.44	7.10	0.80	1200
PVBL8-PVBL9	23.01	3.16	2.63	0.056	5.64	6422.54	8024.44	7.10	0.80	1200	8024.44	7.10	0.80	1200
PVBL9-PVBL10	18.37	3.29	2.80	0.063	6.30	6940.85	8480.97	7.50	0.82	1200	8480.97	7.50	0.82	1200
PVBL10-PVBL11	20.00	3.28	2.79	0.063	6.30	6940.85	8482.27	7.50	0.82	1200	8482.27	7.50	0.82	1200
PVBL11-PV5	15.84	3.16	2.73	0.063	6.30	6940.85	8482.22	7.50	0.82	1200	8482.22	7.50	0.82	1200
PVBL5-PV6	39.16	4.15	3.44	0.024	2.40	7546.36	9486.73	5.37	0.80	1500	9486.73	5.37	0.80	1500
PVBL6-PV7	16.12	3.44	3.29	0.024	2.40	7546.36	9490.90	5.37	0.80	1500	9490.90	5.37	0.80	1500
PV7-CANAL	11.03	3.29	2.98	0.024	2.37	7546.36	9435.28	5.34	0.80	1500	9435.28	5.34	0.80	1500
BL14-BL15	4.78	2.33	2.35	0.037	3.74	339.82	424.73	2.92	0.80	431	1029.33	3.64	0.33	600
BL15-PV8	21.36	2.35	2.35	0.070	6.97	339.82	424.82	3.68	0.80	383	1404.56	4.97	0.24	600
PV8-BL17	31.91	2.35	2.35	0.051	5.06	426.46	533.24	3.46	0.80	443	1197.21	4.23	0.36	600
BL17-PV9	55.32	2.35	5.90	0.148	14.78	426.46	533.24	5.17	0.80	362	2046.05	7.24	0.21	600
BL18-PV9	15.44	1.40	1.75	0.005	0.50	91.85	114.93	0.99	0.80	385	376.28	1.33	0.24	600
PV9-PVBL8	49.48	5.90	7.09	0.039	3.87	518.31	648.19	3.29	0.80	501	2255.72	4.49	0.23	800
						7546.36								

15.4 Dimensionamento do vertedouro

O dimensionamento do vertedouro foi realizado através da associação da metodologia de cálculo para bueiros afogados e numa associação mais precisa a bueiro funcionando como orifício afogado com a utilização dos seguintes parâmetros;

- Nível máximo de segurança: 760.525
- Nível médio da tubulação de saída: 758.431
- Carga hidráulica (h): 0.355 m
- Diâmetro da tubulação de saída (D): 1200 mm
- Vazão máxima possível: 4,57 m³/s
- Velocidade máxima associada: 1,66 m/s

Formulação:

$$Q_{max} = 2.192 \times D^2 \times h^{\frac{1}{2}}$$

$$U_{max} = 2.79 \times h^{\frac{1}{2}}$$

O excesso de vazão verterá pelo vertedouro antigo que terá sua cota mínima ajustada para o valor 760.345 de modo a permitir seu funcionamento. Ademais, deverá ser garantida uma vazão mínima de 1,5 l/s no vertedouro antigo de forma a proceder sua auto-limpeza. Isso poderá ser realizado através de um sifão em PVC posicionado abaixo do nível mínimo atual ou até mesmo por frestas e fugas existentes na estrutura atual que não a estejam colocando em risco, o que deverá ser verificado ao tempo da execução dos serviços.

16 ORÇAMENTAÇÃO

O orçamento dos custos de execução da obra projetada segue os critérios apropriados previstos nas normas municipais e na ABNT;

16.1 Memorial Descritivo

16.2 Planilha orçamentária e composição do BDI

16.3 Cronograma Físico Financeiro

16.4 Anotação de Responsabilidade Técnica

12.5 Cadastro Técnico Federal IBAMA

17 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AKAN, A. O. Urban Stormwater Hydrology – A guide to engineering Calculations. Technomic. Lancaster, PA. 1993.

BAPTISTA, M. B., 2003. **Fundamentos de Engenharia Hidráulica**. 2. Ed. Rev. – Belo Horizonte: Editora UFMG. Escola de Engenharia da UFMG. Belo Horizonte, 2003.

CANHOLI, A. P. **Drenagem Urbana e Controle de Enchentes**. São Paulo: Oficina de Textos. 2005.

CHAMPS J. R. B., 2002. **Notas de Aula de Drenagem Pluvial – Drenagem Urbana e Controle de Erosão**. Curso de Especialização em Engenharia Sanitária e Ambiental. Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental – Universidade Federal de Minas Gerais. DESA/UFMG. Belo Horizonte, MG. 2002.

CHIN, D. A., 2000. **Water Resources Engineering**. Prentice Hall, 2000, 750 p.

DAEE/CETESB 1980. **Drenagem Urbana**. 2ª ed. São Paulo.

ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO, 2003, **Impactos da urbanização sobre a Água e Medidas de Controle**, 2003, 14p.

FILHO, E. I. F. **Mapa de solos do Estado de Minas Gerais: legenda expandida**. Universidade Federal de Viçosa; Fundação Centro Tecnológico de Minas Gerais; Universidade Federal de Lavras; Fundação Estadual do Meio Ambiente. Belo Horizonte: Fundação Estadual do Meio Ambiente, 2010. 49p. Disponível em: http://www.dps.ufv.br/?area=mapa_solos.

FREITAS, A. J., SILVA, D. D., PRUSKI, F. F., PINTO, F. A., PEREIRA, S. B., GOMES FILHO, R. R., TEIXEIRA, A. **Equações de Chuvas Intensas no Estado de Minas Gerais**. Belo Horizonte: Companhia de Saneamento de Minas Gerais. Viçosa: Universidade Federal de Viçosa, 2001. 65p.

INMET – Instituto Nacional de Meteorologia. **Normais Climatológicas do Brasil 1961-1990**. Instituto Nacional de Meteorologia. Brasília/DF 2009. Disponível em: <http://www.inmet.gov.br/portal/index.php?r=clima/normaisclimatologicas>. Acessado em: 06/12/2014.

JABÔR, M. A. **Drenagem de Rodovias: Estudos hidrológicos e projetos de drenagem**. Disponível em: <ftp://ftp.ifes.edu.br/cursos/Transportes/Zorzal/Drenagem%20Rodovi%20ria/Apostila%20de%20drenagem%20rodovi%20ria%20do%20prof%20Jabor.pdf>. Acessado em: 06/02/2015

KÖPPEN, W., 1948. **Climatologia: com um estúdio de los climas de La tierra**. Fondo de Cultura Económica. México. 479p.

MACHADO, P. J. O. Diagnóstico físico-ambiental da bacia hidrográfica do córrego São Pedro: um exercício acadêmico de gestão dos Recursos hídricos. Ubá: Ed. Geographica, consultoria, estudos e projetos ambientais; 2010.

PINTO et al, 1986. **Hidrologia Básica**. Editora Edgard Blücher, 1986, São Paulo.

POENTE Engenharia e Consultoria Ltda. Estudo Hidrogeológico da Região de Implantação das Avenidas 1 e 2, Localizadas no Município de Juiz de Fora (MG). Belo Horizonte, 2014.

Prefeitura de Juiz de Fora. Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano de Juiz de Fora/Prefeitura e Juiz de Fora – Juiz de Fora (MG): FUNALFA Edições, 2004.

Prefeitura de Juiz de Fora PJF. Diagnóstico do Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano de Juiz de Fora/Prefeitura e Juiz de Fora – PDDU. Juiz de Fora (MG): FUNALFA Edições, 2004.

SCAPIN, J. 2005. **Caracterização do transporte de sedimentos em um pequeno rio urbano na cidade de Santa Maria-RS**. Santa Maria: UFSM, 2005. 115 p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria/RS, 2005.

Secretaria de Estado do meio Ambiente e Desenvolvimento Sustentável de Minas Gerais - SEMAD. **Sistema de cálculo da qualidade da água (SCQA)**.

SUDECAP, 2008. **Instrução técnica para elaboração de estudos e projetos de drenagem urbana do município de Belo Horizonte**. Prefeitura Municipal de Belo Horizonte. Belo Horizonte. 2008. Disponível em: <http://portalpbh.pbh.gov.br/pbh/>. Acessado em: 06/01/2015.

TOMAZ, P., 2011. **Curso de Manejo de Águas Pluviais. Capítulo 50 – Fórmula de Manning e Canais**. Guarulhos/SP. 2011. Disponível em: http://www.pliniotomaz.com.br/downloads/Novos_livros/livro_canais/capitulo50.pdf. Acessado em 07/01/2015.

TOMAZ, P., 2013. **Curso de Manejo de Águas Pluviais. Capítulo 02 – Método Racional**. Guarulhos/SP. 2013. Disponível em: http://www.pliniotomaz.com.br/downloads/Novos_livros/livro_metodo_calculos_vazao/capitulo02.pdf. Acessado em 07/12/2014.

TUCCI, C. E. M. (organizador), 2014. **Hidrologia: ciência e aplicação**. 4ª ed. 6ª reimp. – Porto Alegre: Editora da UFRGS/ABRH. 2014. 943 p.

WIKIPEDIA – Wikipedia a enciclopédia livre. **Juiz de Fora**. 2014. Disponível em: http://pt.wikipedia.org/wiki/Juiz_de_Fora#cite_note-TempM.C3.A1xINMET_JuizdeForaMG-49. Acessado em: 06/12/2014.

WILKEN, P. S. 1978. **Engenharia de drenagem superficial**. São Paulo: CETESB. 1978. 477p.