

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS – UNIS

ENGENHARIA CIVIL

TASSIANE CRISTINA DE LIMA

**SOLUÇÕES PARA DRENAGEM: eventos de inundações ocorridas na Avenida
Oswaldo Cruz, no município de Três Pontas.**

Varginha - MG

2017
TASSIANE CRISTINA DE LIMA

**SOLUÇÕES PARADRENAGEM: eventos de inundações ocorridas na Avenida
Oswaldo Cruz, no município de Três Pontas.**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas - UNIS como pré-requisito para a obtenção do Grau de Bacharel em Engenharia Civil, sob a orientação da Professora M. Sc. Ivana Prado de Vasconcelos.

Varginha - MG

2017
TASSIANE CRISTINA DE LIMA

**SOLUÇÕES PARADRENAGEM: EVENTOS DE INUNDAÇÕES OCORRIDAS NA
AVENIDA OSWALDO CRUZ, NO MUNICÍPIO DE TRÊS PONTAS.**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas - UNIS como pré-requisito para a obtenção do Grau de Bacharel, pela Banca Examinadora composta pelos membros:

Aprovado em / /

Prof. M. Sc. Ivana Prado de Vasconcelos.

Prof.

Prof.

OBS.:

Dedico este trabalho aos meus familiares e meu namorado que me apoiaram e não mediram esforços para que eu chegasse até esta etapa da minha vida.

AGRADECIMENTOS

A Deus, pois sem ele não seria nada do que sou hoje.

Agradeço aos meus familiares que sempre me deu o suporte que precisei nas horas mais difíceis, em especial aos meus pais, José Antônio de Lima e Elizabeth Vita da Silva Lima e minha irmã Tayane de Lima, os grandes responsáveis pela conclusão desta fase em minha vida, pelo apoio incondicional durante esta jornada, por sempre terem estimulado meu desenvolvimento como ser humano e de ser exemplo de luta e persistência.

Ao meu namorado Giliel Alexandre Silva, que sempre me apoiou e me deu força para nunca desistir e que pudesse enfrentar desafios sejam quais fossem.

A todos meus amigos e pessoas que me apoiaram e me incentivaram.

A minha orientadora Prof.^a M.^a Ivana Prado de Vasconcelos, por ter sido fundamental no desenvolvimento deste trabalho, compartilhando sua sabedoria com maestria. Obrigado pela paciência e todo conhecimento transmitido.

A todos os professores do Unis - MG, que me ensinaram e doaram muito do seu conhecimento.

A engenheira Ana Maria Figueiredo Barboni, que me recebeu de portas abertas transmitindo todo seu conhecimento e sempre me apoiando.

“Quando há expansão urbana sem limites, a natureza por si só, impões os seu.”

Henrique Z. Hansmann

RESUMO

Os principais fatores que ocasionam as inundações são a impermeabilização das bacias de contribuição e a ocupação desordenada das áreas urbanas. A Avenida Oswaldo Cruz, situada no município de Três Pontas - MG possui históricos relevantes de inundações nos períodos de precipitações intensas, trazendo prejuízos para a população. Para um sistema de drenagem adequado é necessária uma administração correta do município, tanto quanto o investimento correto. Este trabalho tem a finalidade de analisar o local em estudo e sua bacia de contribuição, assim como identificar o sistema de macrodrenagem existente, com a finalidade de corrigir devidos erros, com métodos corretos. Para isso foi realizado a revisão bibliográfica, levantamentos hidráulicos e hidrológicos da avenida em questão. Deste modo foi feita a caracterização do sistema de drenagem existente. Com todos os dados levantados foi possível realizar o dimensionamento do trecho em estudo, caracterizar os problemas existentes no sistema de macrodrenagem e indicar a melhor solução para o problema, elaborando um projeto, com soluções viáveis para o canal, tais como revestimento da parede de concreto não acabado para concreto liso com intuito de reduzir o coeficiente de Manning, visando aumentar a capacidade hidráulica, o redimensionamento dos trechos, e a utilização de gabião e degrau vertical, para reduzir a velocidade de escoamento. Todas as técnicas utilizadas serão apresentadas no memorial descritivo.

Palavras chave: Inundações, Drenagem e Bacia de Contribuição.

ABSTRACT

The main factors that cause the floods are the impermeabilization of the contribution basins and the disordered occupation of the urban areas. The Oswaldo Cruz Avenue, located in the municipality of Três Pontas - MG, has relevant flood histories during periods of intense precipitation, causing damages to the population. For a proper drainage system proper administration of the municipality is required, as well as the correct investment. This work has the purpose of analyzing the study site and its contribution basin, as well as identifying the existing macrodrainage system, with the purpose of correcting due errors, with correct methods. For this, a bibliographical review was carried out, hydraulic and hydrological surveys of the avenue in question. In this way the characterization of the existing drainage system was made. With all the data collected it was possible to carry out the dimensioning of the section under study, to characterize the existing problems in the macrodrain system and to indicate the best solution to the problem, elaborating a project with viable solutions for the canal, such as concrete wall cladding not finished for smooth concrete in order to reduce the Manning coefficient, aiming to increase the hydraulic capacity, the resizing of the stretches, and the use of gabion and vertical step, to reduce the flow velocity. All the techniques used will be presented in the descriptive memorial.

Keywords: *Flood, Drainage and Contribution Basin.*

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 01. Mapa da cidade	15
Figura 02. Avenida Oswaldo Cruz - Três Pontas	16
Figura 03. Inundação da Avenida Oswaldo Cruz.....	17
Figura 04. Inundação da Avenida Oswaldo Cruz.....	17
Figura 05. Erosão no fundo do canal	18
Figura 06. Acúmulo de lixos	18
Figura 07. Seção Combinada.....	19
Figura 08. Mudança para entorno fechado	19
Figura 09. Área de Contribuição da Bacia	20
Figura 10. Abaco para valores de coeficiente espacial da curva.....	21
Figura 11. Elementos Constituintes do Colchão de Reno	33
Figura 12. Gabião tipo caixa.....	36
Figura 13. Perfil longitudinal do canal	37
Figura 14. Divisão dos Trechos.....	38
Figura 15. Levantamento planialtimétrico.....	39
Figura 16. Redimensionamento do trecho.....	51

LISTA DE TABELAS

Tabela 01. Valores de C2 em função da impermeabilização do solo.....	24
Tabela 02. Valores Conforme Morano, 2006.....	24
Tabela 03. Período de Retorno para diferentes áreas de ocupação	26
Tabela 04. Dados Pluvio.....	26
Tabela 05. Elementos Geométricos	29
Tabela 06. Coeficiente de Manning.....	30
Tabela 07. Velocidade de Mínima em função da água conduzida no canal.....	31
Tabela 08. Velocidade de Máxima em função do Material da parede do Canal.....	32
Tabela 09. Velocidades Médias recomendadas	32
Tabela 10. Espessuras indicadas de Colchão Reno	34
Tabela 11. Coeficiente de Manning recomendado por Maccaferri	35
Tabela 12. Declividade dos Trechos.....	38
Tabela 13. Área de contribuição.....	40
Tabela 14. Vazão de pico para cada seção	43
Tabela 15. Capacidade hidráulica do canal	46
Tabela 16. Verificação de escoamento do canal.....	47
Tabela 17. Comparativo de vazões.....	48
Tabela 18. Comparativo de vazões, utilizando o coeficiente de Manning 0,013	49
Tabela 19. Redimensionamento do Canal	50
Tabela 20. Comparativo de vazões para o período de Retorno de 100 anos.....	51
Tabela 21. Recomposição do canal com Gabião.....	52
Tabela 22. Dimensionamento do degrau vertical	54
Tabela 23. Orçamento Prévio	58

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	13
2. OBJETIVOS	14
2.1.Objetivos Gerais.....	14
2.2.Objetivos Específicos	14
3. DIAGNOSTICO	15
3.1.A cidade	15
3.2.Análise do local.....	16
3.3.Análise Hidrológica da Bacia de Contribuição.....	20
4. MEMORIAL DESCRITICO	21
4.1.Levantamento topográfico	21
4.2.Análise Hidrológica.....	21
4.2.1. Bacia Hidrológica.....	21
4.2.2. Vazão de projeto.....	21
4.2.3. Coeficiente de Escoamento Superficial.....	23
4.2.4. Tempo de Concentração.....	24
4.2.5. Período de Retorno	25
4.2.6. Intensidade da Chuva	26
4.3. Análise Hidráulica	27
4.3.1. Análise Hidráulica de canais	27
4.3.2. Dimensionamento hidráulico	28
4.4.Gabiões.....	33
4.4.1. Gabiões – Colchão Reno	33
4.4.2. Gabiões tipo caixa	35
5. MEMORIAL DE CALCULO	37
5.1.Levantamento topográfico	37
5.2.Área de Contribuição	39
5.3.Tempo de Retorno	40
5.4.Fator forma e coeficiente de escoamento superficial.....	41
5.5.Área de contribuição	41

5.6.Intensidade da Chuva.....	42
5.7.Vazão de Projeto	42
5.8.Capacidade Hidraulica do Canal	45
5.9.Verificação de Escoamento	46
5.10. Diagnostico dos resultados encontrados e soluções para o problema	48
6. Especificação de materiais e serviço	55
6.1.Descrição dos serviços excurados	55
6.2. Serviços Preliminares	55
6.3. Demolição e limpeza do canal	56
6.4.Movimentação de terra	56
6.5. Estrutura de Concreto.....	57
6.6.Estrutura de Gabião	57
6.7. Revestimento de concreto liso na lateral e recomposição no fundo do canal	57
7. Orçamento	58
8. Conclusão	60

1 INTRODUÇÃO

De acordo com o TCC 1, este trabalho tem o objetivo de analisar o sistema de macrodrenagem para a Avenida Oswaldo Cruz, localizado no município de Três Pontas, Minas Gerais uma das principais avenidas da cidade, a fim de constatar quais são os principais fatores que provocam a inundação no local e propor a solução mais adequada para o mesmo.

A enchente é um fenômeno natural, provocado pelas precipitações intensas, ocasionando o transbordamento de água sobre as áreas secas. Com o crescimento acelerado e desordenado das áreas urbanas, o número de inundações que atingem a população tem crescido consideravelmente a cada ano, um dos fatores que contribui para esse crescimento é o aumento significativo da impermeabilização do solo, intensificando o escoamento superficial, onde gera o aumento no pico de vazão e, conseqüentemente uma maior frequência e intensidade das inundações urbanas. Existem diversos fatores que podem ocasionar as inundações, esses fatores podem ser classificados em ações naturais ou antrópicas. As ações naturais estão associadas com as características do curso d'água e condições meteorológicas, já as ações antrópicas esta relacionadas com a alteração do espaço natural.

Inicialmente foi realizada uma análise detalhada da bacia de contribuição, levando em consideração o levantamento topográfico do canal. O principal objetivo desta análise é de identificar os possíveis problemas que provocam a inundação do canal. Posteriormente foi estabelecida a contribuição de chuvas para diferentes trechos do canal, averiguando a taxa de impermeabilização da bacia de contribuição, utilizando método de cálculos usuais.

Já num segundo momento, foi realizada uma análise do canal de recepção, detalhando o perfil longitudinal, as seções e suas características, com ajuda de um levantamento topográfico. De acordo com os resultados dos cálculos foi possível determinar qual a vazão que o canal suporta, e assim contrastar com a vazão de contribuição da bacia.

Depois de realizar todas as análises relacionadas com a bacia de contribuição, constatou-se que o canal não suporta uma vazão relevante dessa contribuição. Enfim foram elaborados projetos com propostas de solução do problema de inundação, que é fundamental para a população, que passa por vários problemas de cheias. Assim, o desenvolvimento do município não acarreta em inundações novamente.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivos Gerais

Propor soluções para os problemas de inundações ocorridas na Avenida Oswaldo Cruz, no município de Três Pontas – MG

2.2 Objetivos Específicos

- Caracterizar a bacia de contribuição;
- Caracterizar o sistema de drenagem existente;
- Realizar visitas “in loco”;
- Analisar diferentes trechos do canal;
- Definir métodos de cálculos usuais;
- Calcular Vazão da bacia;
- Diagnosticar o problema de inundações ocorrido na Avenida Oswaldo Cruz;
- Apresentar a solução mais adequada para o problema;

3 DIAGNOSTICO

3.1 A cidade

De acordo com o site da Prefeitura do município, Três Pontas possuem uma área de aproximadamente 689 quilômetros quadrados, com mais de cinquenta e quatro mil habitantes, sendo que cerca de quatro mil e quinhentos residem na zona rural. O município foi elevado à cidade em três de julho de 1857.

O relevo do município é majoritariamente ondulado, com altitude média entre oitocentos e novecentos metros em relação ao nível do mar. O clima do município de acordo com o mapa climático do IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística, 2010) é definido como, sendo tropical semi-úmido subquente, favorecendo o cultivo de café, que é a maior riqueza da cidade.

Os córregos que interceptam o município são: Quatis, Bambus, Custodinho e Candongas, que são secundários do Ribeirão das Araras. Quase todos os córregos são canalizados, exceto um trecho do córrego Candongas e o córrego Custodinho, mais nestes trechos não possuem ruas e habitações próximas.

Figura 01. Mapa da Cidade de Três Pontas



Fonte: Google Earth (2017)

3.2 Análise do Local

Para elaborar o presente trabalho, foi estudado o trecho de uma das principais avenidas do município, a Avenida Oswaldo Cruz, onde praticamente todos os anos ocorrem inundações em determinadas seções.

De acordo com a Prefeitura Municipal de Três Pontas, em 1937 foi construído um projeto de drenagem para o trecho em questão, dessa forma, este projeto foi elaborado para um determinado número de habitantes, que, com o decorrer dos anos, se tornou ineficiente, devido ao desenvolvimento do município e ao crescimento populacional.

O comprimento do canal do estudo é de 2.358,93 m, e encontram-se entre as cotas 980,00 m e 873,00 m, gerando uma declividade de 4,54%. Analisando as ocorrências anteriores, os casos de inundações ocorrem principalmente no prolongamento onde sua canalização é a céu aberto. Neste local estão posicionados os cruzamentos da Avenida Oswaldo Cruz com a Avenida Ipiranga e o cruzamento da Rua Boa Esperança com a Avenida Oswaldo Cruz.

Figura 02. Avenida Oswaldo Cruz – Três Pontas



Fonte: Google Earth (2017)

As figuras 03 e 04 evidenciam os históricos de inundações ocorridos na Avenida Oswaldo Cruz, devido às intensas precipitações.

Figura 03. Inundação na Avenida Oswaldo Cruz



Fonte: g1.globo.com/MG – data 03/04/2017

Figura 04. Inundação na Avenida Oswaldo Cruz



Fonte: Conexão Três Pontas – data 03/04/2017

A visita no local realizada em um dia que não houve precipitação. Conforme a figura 05, em determinados trechos o fundo do canal foi erodido devido às altas velocidades, gerando assim o acúmulo de destroços e a alteração da declividade.

Figura 05. Erosão no Fundo do Canal



Fonte: A autora (2017)

Em determinados trechos é possível identificar o assoreamento no canal devido à baixa declividade, gerando assim o acúmulo de lixos no fundo do canal, conforme mostra figura 06.

Figura 06. Acúmulo de lixos



Fonte : A autora (2017)

De acordo com a figura 07 é possível visualizar as vigas de sustentação, que se tornam obstáculo para o escoamento da água no canal. Também foi observado que em determinado trecho, o canal passa a funcionar em conduto de entorno fechado e a seção retangular é alterada de seção retangular para uma seção circular que desemboca no Ribeirão Araras, conforme a figura 08.

Figura 07. Seção Combinada



Fonte: A autora (2017)

Figura 08. Mudança para entorno fechado



Fonte: A autora (2017)

3.3 Análise Hidrológica da Bacia de Contribuição

Foi realizado o levantamento da área de drenagem por meio das curvas geradas no software Global Mapper®, podendo assim delimitar o traçado da bacia através do Google Earth®.

A bacia em estudo é composta por área urbanizada e área verde, conforme figura 09, e possui uma área de contribuição de 2.996.909 metros quadrados e um perímetro de 8.071,99 metros.

Figura 09. Área de Contribuição da Bacia



Fonte: Google Earth adaptado pela autora (20170)

A bacia de contribuição possui uma área impermeável dividida entre, residências, ruas e comércios de 1.684.374,58 metros quadrados, correspondendo a 56,20% da área total e 1.312.534,42 metros quadrados de área verde, correspondente de 43,80 % da área total.

Em visita a prefeitura Municipal de Três pontas, foi constada aprovação de novos loteamentos dentro da bacia de contribuição, aumentando a impermeabilização do solo, sendo assim aumenta o coeficiente de escoamento que irá resultar em vazões cada vez maiores. Desta forma a tendência de inundações é de piorar, por isso foi adotado o maior período de retorno.

4 MEMORIAL DESCRITIVO

4.1 Levantamento Topográfico

Inicialmente foi realizado o levantamento plani-altimétrico da Avenida Oswaldo Cruz através de softwares, onde não foi possível detalhar com precisão o perfil longitudinal do fundo do canal da Avenida Oswaldo Cruz. Por isso foi utilizado o levantamento plani-altimétrico realizado por (Waleska Miranda Cogo, 2016), onde o processo do levantamento foi feito in loco, evidenciando a real situação do fundo do canal.

4.2 Análise Hidrográfica

4.2.1 Bacia Hidrográfica

Segundo Gribbin (2009), bacia hidrográfica é uma área bem delimitada que retém as precipitações e a conduz até o curso d'água. Toda chuva que cai sobre a bacia de drenagem segue seu percurso até o curso d'água. A linha imaginária que traça o limite da bacia de drenagem é chamada de divisor de água é determinada pela topografia da região.

De acordo com Tucci (1993), as características principais a ser estudada de uma bacia hidrográfica, são drenagem, índice de cobertura do solo e índice de declividade. Quanto maior for o índice de declividade das superfícies da bacia, menor será o processo de infiltração e escoamento superficial será maior.

É fundamental decidir o ponto inicial no curso d'água, para traçar a bacia de drenagem. O ponto inicial possui o ponto de saída de escoamento gerado por ela, nominado exutório da bacia. O divisor de água deve ser perpendicular as linhas de contorno, sendo seu traçado por toda extensão das elevações e cristas.

4.2.2 Vazão de projeto

Segundo Tucci (1995), as vazões de projetos são obtidas, indiretamente por modelos de transformação de chuva em vazão. Para realizar um projeto adequado de drenagem é indispensável realizar uma análise criteriosa.

De acordo com Tomaz (2014), o método I-PAI-WU, nada mais é que o aperfeiçoamento do método racional, permitindo cálculo de bacias de 2 Km² até 200 km.

A equação básica deste método é:

$$Q = (0,278 \times C \times I \times A^{0,9}) \times K$$

(Equação 1)

$$Q_{pico} = Q_b + Q$$

(Equação 2)

Onde:

Q = vazão de pico (m³/s);

Q_b = vazão base (m³/s). Se não tiver informação adotar 0,1 x Q;

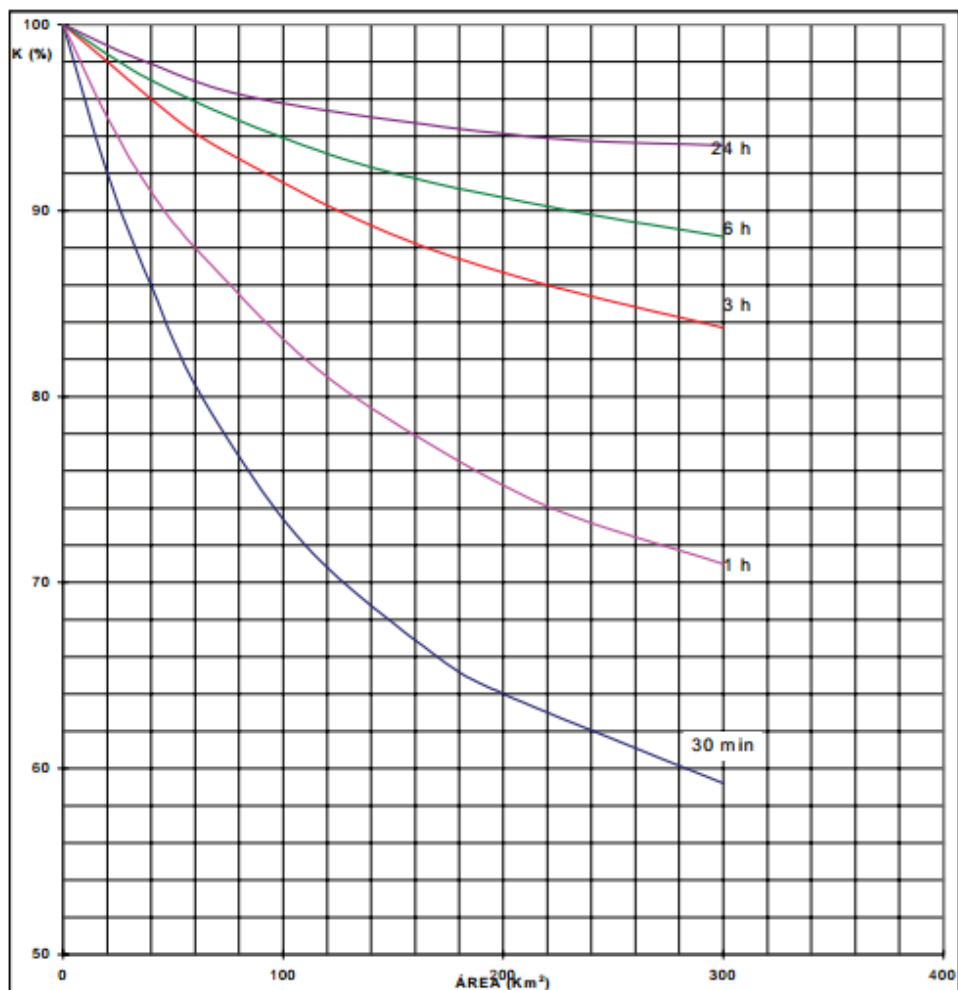
I = intensidade da chuva (mm/h);

C = Coeficiente de escoamento superficial (adimensional);

A = área da bacia (Km²) ≤ 200km²;

K = Coeficiente de distribuição espacial da chuva (adimensional) – Para identificar o valor de K é utilizado um ábaco, conforme figura 10;

Figura 10-Ábaco para valores de Coeficiente espacial da chuva



4.2.3 Coeficiente de Escoamento superficial

De acordo com Wilken (1978), coeficiente de escoamento superficial ou coeficiente de “runnof” é estabelecido como a razão entre o volume de água escoada superficialmente e o volume de água precipitada. Este coeficiente pode ser referente a uma chuva isolada ou a intervalo de tempo onde diversas chuvas ocorreram.

Segundo Tomaz (2014), o coeficiente de escoamento superficial é dimensionado segundo a equação 7.

As bacias alongadas, onde o tempo de concentração é maior do que o tempo de pico, a chuva cai no ponto mais distante da bacia e não chegará a tempo de colaborar com a vazão máxima. (Tomaz 2014).

Estima – se um valor de $C_1 < 1$, de acordo com a seguinte equação:

$$C_1 = \frac{tp}{tc} = \frac{4}{(2 + F)}$$

(Equação 3)

Onde:

tp = tempo de pico (h) – $tp = 0,6 \times tc$;

tc = tempo de concentração (h);

O fator forma da bacia “F” é determinado com a seguinte equação:

$$F = \frac{L}{\left[2 \times \left(\frac{A}{\pi} \right)^{0,5} \right]}$$

(Equação 4)

Onde:

L = comprimento do talvegue (km);

A = área da bacia (Km²);

Conforme Morano (2006) quando:

$F=1$ a bacia tem formato circular perfeito;

$F < 1$ a bacia tem forma circular para a elíptica e o seu dreno principal está na transversal da área;

$F > 1$ a bacia foge da forma circular para a elíptica e o seu dreno principal está na longitudinal da área

De acordo com Tomaz (2014), os valores do coeficiente volumétrico de escoamento, são definidos segundo as tabelas 1 e a tabela 2:

Tabela 1. Valores de C_2 em função da impermeabilidade do solo

Grau de impermeabilidade da superfície	Coeficiente volumétrico de escoamento C_2
Baixo	0,3
Médio	0,5
Alto	0,8

Fonte: Tomaz (2014)

Tabela 2. Valores conforme Morano, 2006

	Coeficiente volumétrico de escoamento C_2
Zona rural	0,25
Zona Suburbana	0,4
Zona Urbana	0,6
Zona Urbana Central	0,8

Fonte: Tomaz (2014)

Para estudos com tempo de retorno superior a 10 anos, é necessário fazer uma correção, em relação ao período de retorno, utilizando a seguinte equação:

$$C_T = 0,8 \times T^{0,1} \times C_{10}$$

(Equação 5)

Onde:

C_T = Coeficiente de escoamento superficial para tempo de retorno T anos;

T = Período de retorno maior que 10 anos;

C_{10} = coeficiente de escoamento superficial;

4.2.4 Tempo de Concentração

Segundo SUDECAP (1987), tempo de concentração é o tempo que gasta de uma gota de água ir de um ponto mais afastado da bacia até o trecho considerado na bacia.

Os fatores que influenciam sobre o tempo de concentração, são: declividade e comprimento do canal mais extenso e área da bacia;

De acordo com Thierry e Bianconcini, para determinar o tempo concentração é necessário realizar duas etapas:

$$tc = ts + te$$

(Equação 6)

Onde:

t_c = tempo de concentração;

t_s = tempo de escoamento superficial;

t_e = tempo morto (10 min);

Para realiza o dimensionamento de escoamento superficial, é necessário aplicar a seguinte equação:

$$ts = \frac{16 \times L}{[(1,05 - 0,2 \times P) \times (100 \times Im)^{0,04}]}$$

(Equação 7)

Onde:

L = Comprimento do talvegue (Km);

P = porcentagem de cobertura vegetal (decimal);

Im = declividade média do talvegue (m/m);

4.2.5 Período de Retorno

De acordo com Tomaz (2015), período de retorno é o espaço de tempo médio, em anos, para que um evento hidrológico seja igualado ou superado, pelo menos uma vez. Determina-se o período de retorno sugerido por meio de bom sendo, custo da obra e prejuízos finais.

Já a SUDECAP (1995) define tempo de recorrência como o inverso da probabilidade de um evento ocorrer em determinado ano. Ressalta também que a utilização do período de retorno está relacionada com o risco calculado que o engenheiro deseja adotar.

Segundo Tucci, Porto e Barros (1995) o tempo de retorno geralmente é determinado de acordo com o tipo de ocupação da área. A Tabela 01 apresenta valores da literatura técnica para esse parâmetro.

Tabela 3- Período de Retorno para diferentes áreas de ocupação

	Tipo de Ocupação da Área	T (anos)
Microdrenagem	Residencial	2
Microdrenagem	Comercial	5
Microdrenagem	Áreas com edifícios de serviços públicos	5
Microdrenagem	Aeroportos	2-5
Microdrenagem	Áreas comerciais e artérias de tráfego	5-10
Macro-drenagem	Áreas comerciais e residências	50-100
Macro-drenagem	Áreas de importância específica	500

Fonte: Tucci (1995)

4.2.6 Intensidade da Chuva

A intensidade da Chuva é um dos métodos utilizados para determinar a precipitação. Ela é de grande importância para discernir os tipos de chuvas que sobressai e cada região. Carvalho e Silva (2006).

De acordo com Carvalho e Silva (2006), uma das formas de especificar a chuva é por meio da relação intensidade, duração e frequência. A precipitação máxima é o acontecimento limite, com determinada duração e distribuição para uma estabelecida bacia.

Um grupo de Pesquisa de Recursos Hídricos (GPRH), da Universidade Federal de Viçosa (UFV) desenvolveu um software chamado Plúvio, que possibilita a obtenção de dados de chuva para qualquer local dos estados de Minas Gerais, Rio de Janeiro, Paraná, São Paulo, Espírito Santo, Tocantins e Bahia. Este software foi desenvolvido pelas dificuldades existentes para a obtenção de equações de chuvas. Pode-se obter a intensidade da chuva, através da equação 7, utilizando os dados (K,a,b,c) fornecidos pelo programa Plúvio.

Tabela 04. Dados Pluvio

K	a	b	c
5690,46	0,20	32,626	1,080

Fonte: A autora (2017)

$$i = \frac{KxTR^a}{(t + b)^c}$$

(Equação 8)

Onde:

i = intensidade média da chuva (mm/h);

TR = período de retorno (anos);

T= tempo de duração da chuva (minutos);

K, a, b, c = são coeficientes locais ajustados;

4.3 Análise Hidráulica

O objetivo da análise hidráulica é de analisar as situações naturais ou estruturais, para o escoamento pluvial.

4.3.1 Análise Hidráulica de Canais

Os canais são todos os condutos que conduzem a água em superfície livre. A utilização de canais no sistema de macrodrenagem tem seus prós com relação à capacidade de vazão, custos e o armazenamento no canal. É relevante realizar um projeto adequado e fazer todo o planejamento deste projeto, pois além de suas vantagens, existem algumas desvantagens como: extensas faixas para implantação e custos com manutenção (CETESB, 1980).

Segundo Gribbin (2014), um critério para definir se o escoamento é crítico, subcrítico ou supercrítico e o número de Froude, que é dimensionado através da seguinte equação:

$$F = \frac{V}{\sqrt{gxD}}$$

(Equação 9)

Onde:

F = número de Froude (adimensional);

D = profundidade hidráulica (m);

V = Velocidade característica do escoamento (m/s);

g = aceleração da gravidade (9,81 m/s²)

Segundo Tomaz (2010):

$F=1$ - regime crítico

$F<1$ – regime fluvial ou lento

$F>1$ – regime torrencial ou rápido

A profundidade hidráulica é definida como a associação entre o escoamento pela largura superficial e a área entre a seção.

$$D = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{T^2 \times g}}$$

(Equação 10)

Onde:

D = profundidade hidráulica (m);

Q = vazão da chuva (m³/s);

T = largura superficial do canal (m);

g = aceleração da gravidade (9,81 m/s²)

4.3.2 Dimensionamento Hidráulico

Existem várias equações para o escoamento uniforme. Em 1889 o engenheiro irlandês Robert Manning apresentou uma equação para determinar a velocidade de escoamento quando conhecida a seção do canal. A fórmula utilizada para o cálculo da vazão no projeto hidráulico é a fórmula de Manning:

$$V = \left(\frac{1}{n}\right) \times R^{2/3} \times S_o^{1/2}$$

(Equação 11)

Onde:

V = velocidade (m/s)

n = coeficiente de rugosidade de Manning

R = raio hidráulico (m)

A = área molhada (m²)

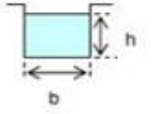
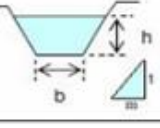
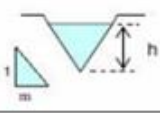
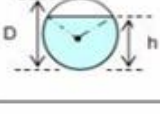
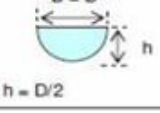
P = perímetro molhado

So = declividade (m/m)

Os canais que conduzem a água podem ser construídos de diferentes tipos materiais, declividade e alinhamento, possuindo diversas formas de seção transversal. O tipo do material empregado afeta diretamente no escoamento do canal, pois aumenta ou diminui a velocidade da superfície. Na tabela 5, mostra os elementos geométricos das seções dos canais.

No dimensionamento Hidráulico necessita tomar cuidado com vários requisitos, como, inundações, entupimento, assoreamento entre outros fatores que possam levar ao colapso da rede tubular. O regime de escoamento é livre e sua rugosidade e declividade são constantes, que possibilitam uma uniformidade para um bom trabalho na rede.

Tabela 5. Elementos geométricos das seções dos canais

Forma da seção	Área (A) (m ²)	Perímetro molhado (P) (m)	Raio hidráulico (R) (m)	Largura do Topo (B) (m)
	$b \cdot h$	$b + 2h$	$\left(\frac{A}{P}\right) = \frac{b \cdot h}{b + 2h}$	b
	$(b + m \cdot h) \cdot h$	$b + 2h \cdot \sqrt{1 + m^2}$	$\frac{A}{P}$	$b + 2 \cdot m \cdot h$
	$m \cdot h^2$	$2h \cdot \sqrt{1 + m^2}$	$\frac{A}{P}$	$2 \cdot m \cdot h$
	$\frac{1}{8}(\theta - \text{sen } \theta) \cdot D^2$ $\theta = \text{RAD}$	$\frac{\theta \cdot D}{2}$	$\frac{1}{4} \left(1 - \frac{\text{sen } \theta}{\theta}\right) \cdot D$	$\left(\text{sen } \frac{\theta}{2}\right) \cdot D$
	$\frac{\pi \cdot D^2}{8}$	$\frac{\pi \cdot D}{2}$	$\frac{D}{4} = \frac{h}{2}$	$D = 2 \cdot h$

Fonte: Tomaz (2014)

A tabela 6 apresenta valores de coeficiente de Manning conforme o tipo e a superfície.

Tabela 6- Coeficiente de Manning

Natureza das Paredes	Condições			
	Muito Boa	Boa	Regular	Má
Alvenaria de pedra argamassa	0,017	0,02	0,025	0,03
Alvenaria de pedra aparelhada	0,013	0,014	0,015	0,017
Alvenaria de pedra seca	0,025	0,033	0,033	0,035
Alvenaria de tijolos	0,012	0,013	0,015*	0,017
Calhas metálicas lisas (semicirculares)	0,011	0,012	0,013	0,015
Canais abertos em rocha (irregular)	0,035	0,04	0,045	-
Canais c/ fundo em terra e talude c/ pedras	0,028	0,03	0,033	0,035
Canais c/ leito pedregoso e talude vegetado	0,025	0,03	0,035	0,04
Canais com revestimento de concreto	0,012	0,014*	0,016	0,018
Canais de terra (retilíneos e uniformes)	0,017	0,02	0,023	0,025
Canais dragados	0,025	0,028	0,03	0,033
Condutos de barro (drenagem)	0,011	0,012*	0,014*	0,017
Condutos de barro verificado (esgoto)	0,011	0,013*	0,015	0,017
Condutos de prancha de madeira aplainada	0,01	0,012*	0,013	0,014
Gabião	0,022	0,03	0,035	-
Superfícies de argamassa de cimento	0,011	0,012	0,013*	0,015
Superfícies de cimento alisado	0,01	0,011	0,012	0,013
Tubo de ferro fundido revestido c/ alcatrão	0,011	0,012*	0,013*	-
Tubo de ferro fundido sem revestimento	0,012	0,013	0,014	0,015
Tubos de bronze ou de vidro	0,009	0,01	0,011	0,013
Tubos de concreto	0,012	0,013	0,015	0,016
Tubos de ferro galvanizado	0,013	0,014	0,015	0,017
Córregos e rios Limpos, retilíneos e uniformes	0,025	0,028	0,03	0,033
Igual anterior, porém c/ pedras e vegetação	0,03	0,033	0,035	0,04
Com meandros, bancos e poços, limpos	0,035	0,04	0,045	0,05
Margens espraçadas, pouca vegetação	0,05	0,06	0,07	0,08
Margens espraçadas, muita vegetação	0,075	0,1	0,125	0,015

Fonte: Porto 1998

De acordo com Gribbin (2014), a vazão de um canal pode ser determinada pela equação da continuidade:

$$Q = V \times A$$

(Equação 12)

Onde: Q

Q = vazão (m³/s)

V = Velocidade de escoamento

A = Área da seção transversal

Substituindo a equação de continuidade na equação de Manning tem-se:

$$Q = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times S_o^{1/2} \times A$$

(Equação 13)

Onde:

Q = vazão (m³/s)

n = Número de Froude

R = Raio hidráulico (m)

So = declividade (m/m)

A = área molhada (m²)

De acordo com Tomaz (2011), os limites de velocidades muito relevantes e exige experiência do projetista na seleção apropriada dos valores. Para verificar a estabilidade de canais, o melhor critério é o de tentativa. A tabela 7 define os valores de velocidades mínimas.

Tabela 7. Velocidade Mínima em função da água conduzida do canal

Tipo de água a ser conduzida	Velocidade média mínima (m/s)
Águas com suspensões finas	0,3
Águas carregando areias finas	0,45
Águas de esgoto	0,6
Águas pluviais	0,75

Fonte: Fernandez, Araújo e Ito, 1999

A tabela 8 apresenta as velocidades máximas, com finalidade de evitar erosões das paredes.

Tabela 8. Velocidade Máxima em função do material da parede do canal

Material da parede do canal	Velocidade máxima (m/s)
Canais arenosos	0,3
Saibro	0,4
Seixos	0,8
Materiais aglomerados consistentes	2
Alvenaria	2,5
Canais em rocha compacta	4
Canais de concreto	4,5

Fonte: Fernandez, Araújo e Ito, 1999

Segundo Azevedo Neto (1998), as velocidades médias recomendam para o bom funcionamento e manutenções dos canais são:

Tabela 9- Velocidades médias recomendadas

Limite Inferior	Velocidade média limite inferior	
Águas com suspensões finas	0,3	m/s
Águas carregando areias finas	0,45	m/s
Águas de esgoto	0,6	m/s
Águas pluviais	0,75	m/s
Limite superior	Velocidade média limite superior	
Canais arenosos	0,3	m/s
Saibros	0,4	m/s
Seixos	0,8	m/s
Materiais aglomerados consistentes	2	m/s
Alvenaria	2,5	m/s
Canais em rocha compacta	4	m/s
Canais de concreto	4,5	m/s
Velocidades práticas	Valores mais comuns	
Canais de navegação sem revestimento	até 0,50	m/s
Canais industriais, sem revestimento	0,40 a 0,80	m/s
Canais industriais, com revestimento	0,60 a 1,30	m/s
Aquedutos de água potável	0,60 a 1,30	m/s
Coletores e emissários de esgoto	0,40 a 1,50	m/s

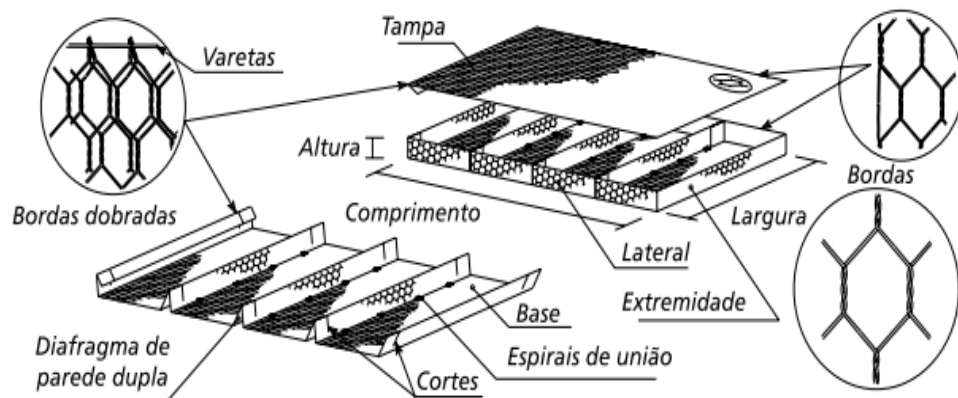
Fonte: Azevedo Neto (1998)

4.4 Gabiões

4.4.1 Gabião Tipo Colchão Reno

De acordo com Plínio Tomaz (2010), o colchão Reno é uma estrutura metálica, que tem o seu formato como paralelepípedo, podendo possuir pequena espessura e grande área. Como é possível ver na figura 11, ele é formado por dois elementos, a base e a tampa, ambos executados com malha hexagonal de dupla torção.

Figura 11. Elementos Constituintes do Colchão de Reno



Fonte: Tomaz (2010)

O colchão Reno, é uma estrutura flexível apropriada para obras como: canaletas de drenagem, revestimento de talude, plataformas de deformação para proteger a base de muros, e uma das suas primordiais funções, é de operar como revestimento flexível de margens e fundo de curso d'água. A rede possui uma malha hexagonal de dupla torção, é fabricada com arames de aço com pequeno teor de carbono, coberto com uma liga de zinco, alumínio (5%) e terras raras, que confere proteção contra degradação. A malha é produzida com arame com revestimento adicional de materiais plástico, que oferece maior proteção contra a degradação, já que este material ficará em contato direto com a água. Maccaferri (2014).

De acordo com Maccaferri (2014), a Tabela 10 fornece a espessura dos Colchões Reno bem como o diâmetro das pedras de enchimento e a velocidade crítica e limite.

Tabela 10. Espessuras indicativas dos colchões Reno

Espessura (m)	Pedras de Enchimento		Velocidade Crítica	Velocidade Limite
	Dim. (mm)	d50 (m)	(m/S)	(m/s)
Coluna 1	Coluna 2	Coluna 3	Coluna 4	Coluna 5
0,15 a 0,17	70 a 100	0,085	3,5	4,2
0,15 a 0,17	70 a 150	0,110	4,2	4,5
0,23 a 0,25	70 a 100	0,085	3,6	5,5
0,23 a 0,25	70 a 150	0,120	4,5	6,1
0,30	70 a 120	0,100	4,2	5,5
0,30	100 a 150	0,125	5,0	6,4
0,50	100 a 200	0,150	5,8	7,6
0,50	120 a 250	0,190	6,4	8,0

Fonte: Maccaferri (2014).

A tabela 11 apresenta os Coeficientes de Manning recomendados por Maccaferri.

Tabela 11. Coeficiente de Manning recomendados por Maccaferri.

Ordem	Natureza da Superfície	Rugosidade n de Manning
1	Canais revestidos com colchões Reno perfeitamente impermeabilizados com mastique de betume em superfície plana e bem lisa.	0,0158
2	Canais revestidos com colchões Reno perfeitamente impermeabilizados com mastique de betume aplicado diretamente.	0,0172
3	Canais revestidos com colchões Reno consolidados com mastique de betume hidráulico que envolva as pedras superficiais.	0,02
4	Canais revestidos com colchões Reno consolidados com mastique de betume hidráulico que penetre em profundidade.	0,0215
5	Canais revestidos com colchões Reno com material bem selecionado e colocado na obra com muito cuidado.	0,022
6	Canais revestidos com colchões Reno com material bem selecionado e colocado na obra sem cuidado.	0,025

Ordem	Natureza da Superfície	Rugosidade n de Manning
7	Canais revestidos com colchões Reno enchidos com material de pedra não selecionado e colocada na obra sem cuidado.	0,027
8	Canais revestidos com colchões Reno enchidos com material de pedra bem selecionado e colocado na obra com cuidado.	0,026
9	Canais revestidos com Gabiões enchidos com material não selecionado e colocado na obra sem cuidado.	0,0285
10	Canais em terra em más condições de manutenção, emaranhamento de vegetação no fundo e nas margens, ou depósitos irregulares de pedras e cascalhos, ou profundas erosões irregulares. Também em canais em terra executados com escavadeira mecânica e com manutenção descuidada.	0,0303

Fonte: Maccaferri (2014).

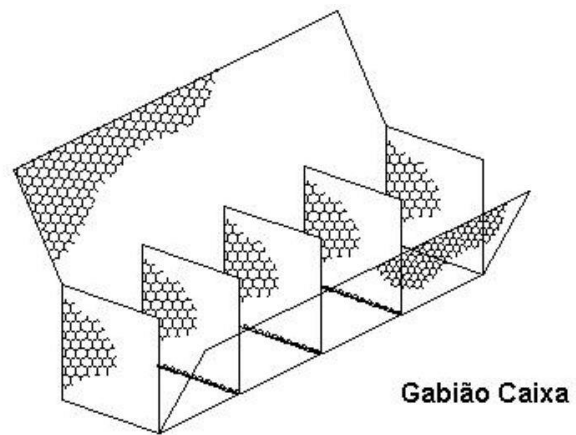
4.4.2 Gabião Tipo Caixa

De acordo com Maccaferri (2014), o gabião tipo caixa é um elemento com formato de paralelepípedo, sua base, paredes verticais e a tampa é formada por telas em malhas hexagonais de dupla torção, que será preenchido com pedras. A caixa é dividida em células ao longo do comprimento por diafragmas colocados a cada metro.

Este elemento possui é capaz de resistir a todos os tipos de esforços, principalmente trabalhar sob tração e baixos níveis de alongamento.

Quando o gabião é instalado e preenchido, se transformam em elementos drenantes, estruturais e flexível, adequados para serem utilizados na construção de diversos tipos de estrutura, tais como: barragem, canalização, mura de contenção, entre outros.

Figura 12. Gabião Tipo Caixa



Fonte: Maccaferri (2014)

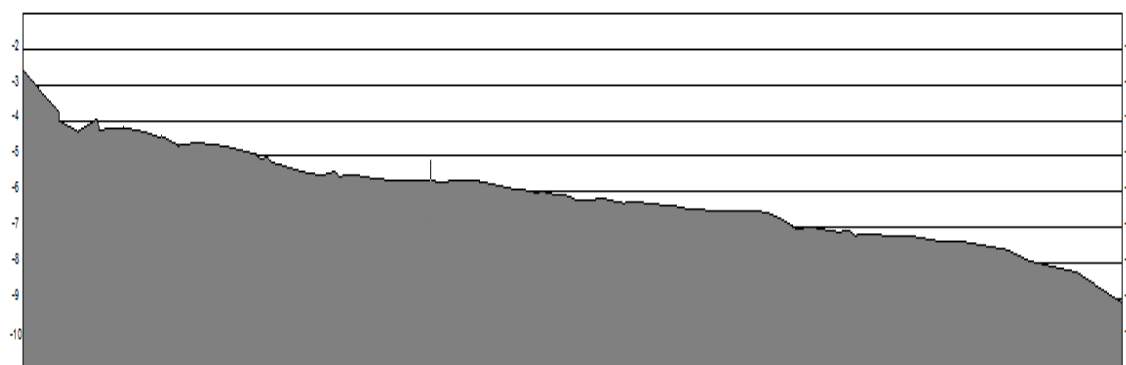
5 MEMORIAL DE CÁLCULO

O presente memorial demonstra os cálculos hidráulicos e hidrológicos criados através de planilhas de cálculos. Os dados foram levantados através de visita in loco e softwares.

5.1 Levantamento Topográfico

Por meio da produção do levantamento plani-altimétrico do canal, foi possível determinar o perfil longitudinal do mesmo, com suas respectivas declividades no fundo do canal e o tipo de material que integra sua estrutura, conforme figura 13. E assim realizar o dimensionamento.

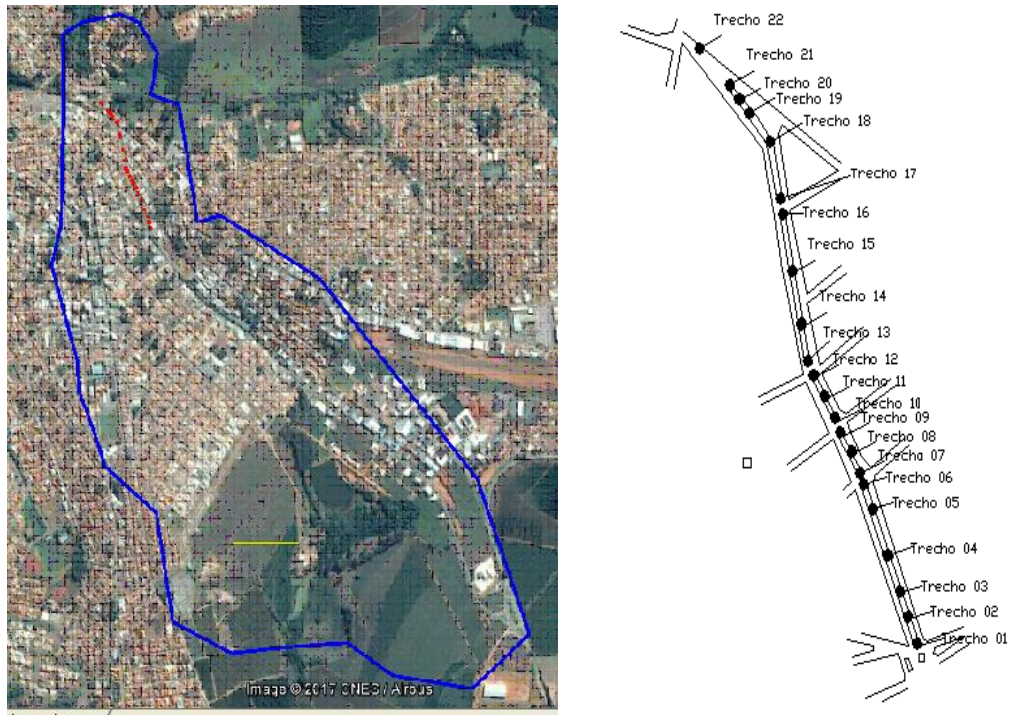
Figura 13. Perfil longitudinal do canal



Fonte: Waleska Miranda Cogo (2016)

A divisão dos trechos foi feita de acordo com visita “in loco” e softwares, foi levado em consideração trechos sob as ruas aonde ocorrem o estrangulamento da rede, trechos aonde possui o fundo do canal erodido devido às altas velocidades. O trecho1 está situado em uma área não urbanizada até o início da seção canalizada a céu aberto, conforme figura 11. Os demais trechos estão situados na seção canalizada a céu aberto, aonde ocorre o problema de inundação. Como as dimensões nesta seção possuem dimensões irregulares, a análise foi realizada em trechos menores. A declividade foi obtida através da diferença de cota montante e jusantes, e dividida pelo seu comprimento. A tabela 12 apresenta os cálculos da declividade para cada trecho.

Figura 14. Divisão dos Trechos



Fonte: A autora

Tabela 12. Declividade dos Trechos

Trecho	Comprimento do talvegue		Declividade		
	(km)	Cota M	Cota J	(m/m)	
Trecho 1	2,39	978,00	881,00	0,040557	
Trecho 2	2,41	881,00	879,60	0,000580	
Trecho 3	2,44	879,60	876,81	0,001145	
Trecho 4	2,47	876,81	876,36	0,000182	
Trecho 5	2,51	876,36	876,01	0,000140	
Trecho 6	2,53	876,01	875,60	0,000162	
Trecho 7	2,54	875,60	875,54	0,000024	
Trecho 8	2,56	875,54	875,48	0,000023	
Trecho 9	2,58	875,48	875,35	0,000050	
Trecho 10	2,59	875,35	875,33	0,000008	
Trecho 11	2,61	875,33	875,31	0,000008	
Trecho 12	2,63	875,31	875,12	0,000072	
Trecho 13	2,64	875,12	875,01	0,000042	
Trecho 14	2,67	875,01	874,79	0,000082	
Trecho 15	2,71	874,79	874,58	0,000077	
Trecho 16	2,75	874,58	874,28	0,000109	
Trecho 17	2,77	874,28	874,01	0,000098	
Trecho 18	2,81	874,01	873,77	0,000085	

Trecho	Comprimento do talvegue (km)	Cota M	Cota J	Declividade (m/m)
Trecho 19	2,84	873,77	873,61	0,000056
Trecho 20	2,86	873,61	873,38	0,000080
Trecho 21	2,87	873,38	873,07	0,000108
Trecho 22	2,92	873,07	871,91	0,000398

Fonte: A autora (2017)

5.2 Área de contribuição

A área da bacia de contribuição foi levantada através das curvas de níveis estabelecidas pelos seguintes softwares: Google Earth, Global Mapper e Auto Cad, conforme a Figura 15.

Figura 15. Levantamento plani-altimétrico.



Fonte: Google Earth, adaptado pelo autor.

Foi realizado um novo levantamento das curvas de nível através do software Global Mapper, A tabela 13 apresenta as áreas de contribuição de cada seção, valores retirados do AutoCAD.

Tabela 13. Áreas de Contribuição

Trecho	Área (Km²)	Área permeável (Km²)	Área impermeável (Km²)
Trecho 1	2,5298	1,2402	1,2896
Trecho 2	2,5502	1,2402	1,3099
Trecho 3	2,5674	1,2402	1,3272
Trecho 4	2,5921	1,2402	1,3518
Trecho 5	2,6160	1,2402	1,3758
Trecho 6	2,6274	1,2402	1,3872
Trecho 7	2,6274	1,2402	1,3872
Trecho 8	2,6634	1,2402	1,4232
Trecho 9	2,6739	1,2402	1,4336
Trecho 10	2,6879	1,2402	1,4477
Trecho 11	2,7009	1,2402	1,4607
Trecho 12	2,7123	1,2402	1,4721
Trecho 13	2,7228	1,2402	1,4826
Trecho 14	2,7346	1,2402	1,4944
Trecho 15	2,7514	1,2402	1,5112
Trecho 16	2,7732	1,2422	1,5310
Trecho 17	2,7813	1,2426	1,5387
Trecho 18	2,8006	1,2536	1,5470
Trecho 19	2,8168	1,2613	1,5555
Trecho 20	2,8271	1,2725	1,5546
Trecho 21	2,8422	1,2831	1,5591
Trecho 22	2,9969	1,3125	1,6844

Fonte: A autora (2017)

5.3 Tempo de retorno

De acordo com a resolução do (CODEMA 0002/2013) na qual dispões sobre medidas de caráter ambiental a ser executado no município de Três Pontas com o objetivo de prevenir inundações, deve ser adotar um período de retorno de 50 anos, porém em visita a prefeitura Municipal de Três Pontas, foi constatada a aprovação de novos loteamentos dentro da bacia de contribuição, aumentando a impermeabilização do solo, sendo assim aumenta o coeficiente de escoamento que irá resultar em vazões cada vez maiores. Desta forma a tendência de inundações é de piorar, foi calculado o tempo de retorno para 50,75 e 100 anos.

5.4 Fator de forma e coeficiente de escoamento superficial

Após determinar as áreas de contribuição para cada seção, foram determinados os fatores de forma da bacia e os coeficientes de escoamento superficial, utilizando as áreas apresentadas na tabela 13.

Foi realizado o dimensionamento para seção 1 como exemplo, sendo que o método se repete para as demais seções, as mesmas foram apresentadas através da tabela 14.

$$F = \frac{2,39}{\left[2x \left(\frac{2,5298}{3,14} \right)^{0,5} \right]} \cong 1,33$$

$$C_1 = \frac{4}{(2 + 1,33)} \cong 1,20$$

$$C_2 = \frac{(1,2402 \times 0,3 + 1,2896 \times 0,5)}{2,5298} \cong 0,402$$

$$C = \left(\frac{0,402}{1,20} \right) \times \frac{2}{(1 + 1,33)} \cong 0,287$$

→ Para o tempo de retorno de 50 anos.

$$C_T = 0,8 \times 50^{0,1} \times 0,287 = 0,340$$

→ Para o tempo de retorno de 75anos.

$$C_T = 0,8 \times 75^{0,1} \times 0,287 = 0,354$$

→ Para o tempo de retorno de 100 anos.

$$C_T = 0,8 \times 100^{0,1} \times 0,287 = 0,364$$

5.5 Área de contribuição

Foi adotada a equação de George Ribeiro para determinar o tempo de concentração. Primeiramente foi encontrado o escoamento superficial e em seguida, encontrado o tempo de

concentração. O dimensionamento foi feito para seção 1 como exemplo, sendo que o método se repete para as demais seções, as mesmas foram apresentadas através da tabela 14.

$$ts = \frac{16 \times 2,39}{[(1,05 - 0,2 \times 0,49) \times (100 \times 0,040557)^{0,04}]^{0,04}} \cong 38,01$$

$$tc = 38,01 + 10 = 48,01 \text{ min}$$

5.6 Intensidade da Chuva

Foi realizado o cálculo da intensidade da chuva, utilizando a equação de Carvalho e Silva e dados retirados do software Plúvio 2.1, para o município de Três Pontas conforme figura 4. O tempo de retorno adotado para a verificação foi de 50, 75 e 100 anos.

.Foi realizado o dimensionamento para seção 1 como exemplo, sendo que o método se repete para as demais seções, as mesmas foram apresentadas através da tabela 12.

→ Para o Tempo de Retorno de 50 anos.

$$i = \frac{5690,461 \times 50^{0,20}}{(48,01 + 32,626)^{1,080}} = 108,62 \text{ mm/h}$$

→ Para o Tempo de Retorno de 75 anos.

$$i = \frac{5690,461 \times 75^{0,20}}{(48,01 + 32,626)^{1,080}} = 117,79 \text{ mm/h}$$

→ Para o Tempo de Retorno de 100 anos

$$i = \frac{5690,461 \times 100^{0,20}}{(48,01 + 32,626)^{1,080}} = 124,77 \text{ mm/h}$$

5.7 Vazão de projeto

Para realizar o dimensionamento da vazão de projeto, foi utilizado o Método I-PAI-WU, segundo Tomaz (2014), nada mais é que o aperfeiçoamento do método racional, permitindo cálculo de bacias de 2 Km² até 200 Km².

Foi realizado o dimensionamento para seção 1 como exemplo, sendo que o método se repete para as demais seções, as mesmas foram apresentadas através da tabela 14.

→ Para o tempo de retorno de 50 anos

$$Q = (0,278 \times 0,340 \times 108,62 \times 2,5298^{0,9}) \times 0,98 = 23,17 \text{ m}^3/\text{s}$$

→ Para o tempo de retorno de 75 anos

$$Q = (0,278 \times 0,354 \times 117,79 \times 2,5298^{0,9}) \times 0,98 = 26,17 \text{ m}^3/\text{s}$$

→ Para o tempo de retorno de 100 anos

$$Q = (0,278 \times 0,364 \times 124,77 \times 2,5298^{0,9}) \times 0,98 = 28,53 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tabela 14. Vazão de pico para cada seção.

Trecho	PR (anos)	Fator Forma	tc (min)	Intens. da Chuva (mm/h)	C	C1	C2	CT	K	Vazão de projeto (m ³ /s)
Trecho 1	50			108,62				0,340		23,17
	75			117,79				0,354		26,17
	100	1,33	48,01	124,77	0,287	1,200	0,402	0,364	0,98	28,53
Trecho 2	50			98,78				0,340		21,25
	75			107,12				0,354		24,00
	100	1,34	55,42	113,47	0,287	1,198	0,403	0,364	0,98	26,16
Trecho 3	50			99,80				0,340		21,61
	75			108,23				0,354		24,41
	100	1,35	54,59	114,64	0,288	1,195	0,403	0,365	0,98	26,61
Trecho 4	50			95,12				0,341		20,80
	75			103,15				0,355		23,49
	100	1,36	58,55	109,26	0,288	1,191	0,404	0,365	0,98	25,61
Trecho 5	50			93,72				0,341		20,67
	75			101,63				0,355		23,34
	100	1,37	59,81	107,65	0,288	1,186	0,405	0,365	0,98	25,44
Trecho 6	50			93,61				0,341		20,72
	75			101,51				0,355		23,40
	100	1,38	59,91	107,52	0,288	1,183	0,406	0,365	0,98	25,51
Trecho 7	50			89,22				0,340		19,74
	75			96,76				0,354		22,29
	100	1,39	64,11	102,49	0,288	1,181	0,406	0,365	0,98	24,30
Trecho 8	50			88,85				0,341		19,96
	75			96,36				0,356		22,54
	100	1,39	64,49	102,06	0,289	1,180	0,407	0,366	0,98	24,57
Trecho 9	50			90,12				0,341		20,31
	75	1,40	63,23	97,73	0,289	1,178	0,407	0,356	0,98	22,94

	100			103,52				0,366		25,01
	50			85,87				0,342		19,46
	75			93,12				0,356		21,98
Trecho 10	100	1,40	67,61	98,63	0,289	1,177	0,408	0,366	0,98	23,96
	50			85,43				0,342		19,45
	75			92,65				0,356		21,97
Trecho 11	100	1,41	68,08	98,14	0,289	1,174	0,408	0,366	0,98	23,95
	50			89,84				0,342		20,53
	75			97,42				0,356		23,18
Trecho 12	100	1,42	63,50	103,19	0,289	1,171	0,409	0,366	0,98	25,27
	50			88,42				0,342		20,28
	75			95,89				0,356		22,91
Trecho 13	100	1,42	64,93	101,57	0,289	1,170	0,409	0,366	0,98	24,97
	50			89,35				0,342		20,57
	75			96,89				0,356		23,23
Trecho 14	100	1,43	63,99	102,63	0,289	1,166	0,409	0,366	0,98	25,32
	50			88,45				0,341		20,46
	75			95,92				0,356		23,10
Trecho 15	100	1,45	64,90	101,60	0,289	1,160	0,410	0,366	0,98	25,19
	50			88,36				0,341		20,57
	75			95,83				0,355		23,23
Trecho 16	100	1,47	64,99	101,50	0,288	1,154	0,410	0,366	0,98	25,32
	50			87,93				0,341		20,52
	75			95,35				0,355		23,18
Trecho 17	100	1,47	65,44	101,00	0,288	1,153	0,411	0,366	0,98	25,27
	50			86,78				0,340		20,33
	75			94,11				0,354		22,96
Trecho 18	100	1,49	66,63	99,69	0,288	1,147	0,410	0,365	0,98	25,03
	50			85,29				0,340		20,06
	75			92,49				0,354		22,65
Trecho 19	100	1,50	68,24	97,97	0,287	1,143	0,410	0,364	0,98	24,69
	50			85,73				0,339		20,19
	75			92,97				0,353		22,80
Trecho 20	100	1,51	67,77	98,47	0,287	1,141	0,410	0,364	0,98	24,86
	50			86,05				0,339		20,34
	75			93,32				0,353		22,97
Trecho 21	100	1,51	67,41	98,85	0,286	1,140	0,410	0,363	0,98	25,04
	50			88,18				0,342		22,05
	75			95,63				0,356		24,90
Trecho 22	100	1,49	65,18	101,29	0,289	1,145	0,412	0,366	0,98	27,14

Fonte: A autora (2017)

5.8 Capacidade hidráulica do canal

O cálculo da vazão de suporte do canal foi verificado através das equações Robert Manning, seguindo os indicadores através do levantamento topográfico e visita “in loco”, tais como perímetro, área e raio hidráulico. O coeficiente de rugosidade “n” foi determinado através visitas no local, conforme o tipo e a superfície, os valores foram retirados da Tabela 6.

Os cálculos de base foram feitos para a seção 1 e se repetem para as demais seções que serão observadas na Tabela 15.

- Conduto de Entorno Fechado, Seção Única – Trecho 1

Dados:

Base = 2,30 m

Altura = 1,85 m

i = 0,0405 m/m

L = 2,39 Km

n = 0,016

Raio Hidráulico

$$Rh = \left(\frac{b \times h}{b + 2h} \right) = \frac{(2,30 \times 1,85)}{(2,30 + (2 \times 1,85))} = 0,709m$$

O canal é construído de concreto nas margens e cascalho no fundo, foi adotado um coeficiente de Manning de acordo com a tabela 6. A velocidade de escoamento do canal é determinada da seguinte forma:

Foi calculada a declividade de acordo com o comprimento do canal. Com isso foi possível determinar a velocidade de escoamento e a vazão do canal.

$$V = \left(\frac{1}{0,017} \right) \times 0,709^{2/3} \times 0,0405^{1/2} = 9,42m /s$$

$$Q = 9,42 \times (2,30 \times 1,85) \cong 40,09m^3/s$$

Tabela 15. Capacidade hidráulica do canal.

Trecho	Cota M	Cota J	Comp. Trecho (m)	Declividade (m/m)	Coefi.de Rugosidade	RH (m)	Vel. de escoamento (m/s)	Vazão (m³/s)
Trecho 1	978,00	881,00	2391,70	0,040556926	0,017	0,709	9,42	40,09
Trecho 2	881,00	879,60	21,66	0,064635272	0,017	0,825	13,16	92,82
Trecho 3	879,60	876,81	22,77	0,122529644	0,017	0,794	17,65	109,96
Trecho 4	876,81	876,36	31,00	0,014516129	0,017	0,743	5,82	28,45
Trecho 5	876,36	876,01	39,65	0,008827238	0,017	0,746	4,55	22,05
Trecho 6	876,01	875,60	21,24	0,019303202	0,017	0,615	5,91	18,92
Trecho 7	875,60	875,54	9,52	0,006302521	0,017	0,829	4,12	16,07
Trecho 8	875,54	875,48	21,24	0,002824859	0,017	0,674	2,40	10,46
Trecho 9	875,48	875,35	19,32	0,006728778	0,017	0,669	3,69	15,91
Trecho 10	875,35	875,33	12,03	0,00166251	0,017	0,705	1,90	8,91
Trecho 11	875,33	875,31	21,43	0,000933271	0,017	0,721	1,45	7,04
Trecho 12	875,31	875,12	21,09	0,009009009	0,017	0,678	4,31	19,00
Trecho 13	875,12	875,01	11,99	0,009174312	0,017	0,643	4,20	15,11
Trecho 14	875,01	874,79	28,08	0,007834758	0,017	0,666	3,97	15,46
Trecho 15	874,79	874,58	39,81	0,005275057	0,017	0,687	3,32	13,58
Trecho 16	874,58	874,28	32,28	0,00929368	0,017	0,743	4,65	22,47
Trecho 17	874,28	874,01	11,04	0,024456522	0,017	0,710	7,32	32,20
Trecho 18	874,01	873,77	42,99	0,005582694	0,017	0,692	3,44	13,93
Trecho 19	873,77	873,61	31,99	0,005001563	0,017	0,643	3,10	11,16
Trecho 20	873,61	873,38	16,00	0,014375	0,017	0,639	5,23	18,24
Trecho 21	873,38	873,07	15,23	0,020354563	0,017	0,695	6,58	26,30
Trecho 22	873,07	871,91	44,25	0,026214689	0,017	0,568	6,53	16,89

Fonte: A autora(2017).

5.9 Verificação de Escoamento

Com os dados abordados, surge a necessidade de averiguação do escoamento do canal.

Os cálculos de base foram feitos para a seção 1 e se repetem para as demais seções que serão observadas na Tabela 16.

$$D = \sqrt[3]{\frac{40,09^2}{2,30^2 \times 9,81}} = 3,14m$$

$$F = \frac{9,42}{\sqrt{9,81 \times 3,14}} \cong 1,70$$

A verificação do estado de escoamento possibilita analisar se o mesmo está no estado subcrítico, na qual as forças gravitacionais predominam e não causam problemas na jusante do canal.

Tabela 16. Verificação de escoamento do canal.

Trecho	Velocidade de Escoamento (m/s)	Profundidade de Escoamento (m)	Numero de Froude	Estado de Escoamento
Trecho 1	9,42	3,14	1,70	torrencial ou rápido
Trecho 2	13,16	4,87	1,90	torrencial ou rápido
Trecho 3	17,65	5,46	2,40	torrencial ou rápido
Trecho 4	5,82	2,29	1,22	torrencial ou rápido
Trecho 5	4,50	1,88	0,76	fluvial ou lento
Trecho 6	5,91	2,35	1,19	torrencial ou rápido
Trecho 7	3,58	1,70	0,87	fluvial ou lento
Trecho 8	2,40	1,30	0,67	fluvial ou lento
Trecho 9	3,69	1,77	0,88	fluvial ou lento
Trecho 10	1,90	1,13	0,57	fluvial ou lento
Trecho 11	1,45	0,97	0,47	fluvial ou lento
Trecho 12	4,29	1,90	0,99	fluvial ou lento
Trecho 13	4,20	1,80	0,98	fluvial ou lento
Trecho 14	3,97	1,79	0,95	fluvial ou lento
Trecho 15	3,32	1,59	0,84	fluvial ou lento
Trecho 16	4,56	2,13	0,97	fluvial ou lento
Trecho 17	7,32	2,80	1,40	torrencial ou rápido
Trecho 18	3,44	1,57	0,88	fluvial ou lento
Trecho 19	3,10	1,47	0,83	fluvial ou lento
Trecho 20	5,23	2,00	1,18	torrencial ou rápido
Trecho 21	6,58	2,34	1,37	torrencial ou rápido
Trecho 22	6,53	1,74	1,58	torrencial ou rápido

Fonte: A autora (2017)

Após levantar todos os dados foi possível confrontar as vazões de contribuição e as vazões de suporte das seções do canal conforme a Tabela 17. Em visita a prefeitura Municipal de Três pontas, foi constada aprovação de novos loteamentos dentro da bacia de contribuição, aumentando a impermeabilização do solo, sendo assim aumenta o coeficiente de escoamento que irá resultar em vazões cada vez maiores. Desta forma a tendência de inundações é de piorar, por isso foi adotado o maior período de retorno, o de 100 anos.

Tabela 17. Comparativo de vazões, para período de retorno de 100 anos

Trecho	Vazão de Projeto (m³/s)	Capacidade de suporte do canal (m³/s)	Comparativo
Trecho 1	28,53	40,09	Suporta
Trecho 2	26,16	92,82	Suporta
Trecho 3	26,61	109,96	Suporta
Trecho 4	25,61	28,45	Suporta
Trecho 5	25,44	22,05	Não Suporta
Trecho 6	25,51	18,92	Não Suporta
Trecho 7	24,30	16,07	Não Suporta
Trecho 8	24,57	10,46	Não Suporta
Trecho 9	25,01	15,91	Não Suporta
Trecho 10	23,96	8,91	Não Suporta
Trecho 11	24,11	7,04	Não Suporta
Trecho 12	25,27	19,00	Não Suporta
Trecho 13	24,97	15,11	Não Suporta
Trecho 14	25,32	15,46	Não Suporta
Trecho 15	25,19	13,58	Não Suporta
Trecho 16	25,32	22,47	Não Suporta
Trecho 17	25,27	32,20	Suporta
Trecho 18	25,03	13,93	Não Suporta
Trecho 19	24,69	11,16	Não Suporta
Trecho 20	24,86	18,24	Não Suporta
Trecho 21	25,04	26,30	Suporta
Trecho 22	27,14	16,89	Não Suporta

Fonte: A autora (2017)

5.10 Diagnostico dos resultados encontrados e soluções para o problema

Através dos cálculos e das tabelas anteriormente descritos, pode-se observar que a vazão que o canal suporta na maioria dos trechos é inferior que a vazão calculada para os períodos de retorno de 50, 75 e 100 anos. Sendo assim esse é um dos fatores que ocasionam as enchentes no canal.

Azevedo Netto recomenda-se uma velocidade de escoamento de até 5 m/s, portanto, a velocidade calculada para o canal está superior á recomendada, podendo também ser um dos fatores que contribuem para as ocorrências de enchentes.

O número de Froude desempenha um grande papel no estudo de canais, pois ele caracteriza o regime de escoamento, neste caso este é outro fator de contribuição para a ocorrência de enchentes, segundo Tomaz (2010), o número de Froude superior a um ($F > 1$)

indica que o regime de escoamento é supercrítico, podendo ocasionar a mudança do regime gerando o ressalto hidráulico.

Existem diversas medidas que pode ser adotadas para a solução do problema, uma das alternativas seria realizar o revestimento da parede de concreto não acabado para concreto liso, reduzindo o coeficiente de Manning, visando aumentar a capacidade hidráulica.

Conforme cálculos da tabela 18, é possível verificar que só o revestimento das paredes não solucionou o problema, então foram realizados um estudo mais detalhado, sendo necessário adotar uma medida mais estrutural para o problema.

Tabela 18. Comparativo de vazões, utilizando coeficiente de Manning 0,013

Trecho	Cota M	Cota J	Comp. Trecho (m)	Declividade (m/m)	Coefi.de Rug.	RH (m)	Vel. de esc. (m/s)	Capac. De suporte (m ³ /s)	Vazão de projeto(m ³ /s)	Comparativo
Trecho 1	978,00	881,00	2391,70	0,040556926	0,017	0,709	9,42	40,09	28,53	Suporta
Trecho 2	881,00	879,60	21,66	0,064635272	0,017	0,825	13,16	92,82	26,16	Suporta
Trecho 3	879,60	876,81	22,77	0,122529644	0,017	0,794	17,65	110,03	26,61	Suporta
Trecho 4	876,81	876,36	31,00	0,014516129	0,017	0,743	5,82	28,45	25,61	Suporta
Trecho 5	876,36	876,01	39,65	0,008827238	0,013	0,746	5,94	28,83	25,44	Suporta
Trecho 6	876,01	875,60	21,24	0,019303202	0,013	0,615	7,73	24,74	25,51	Não Suporta
Trecho 7	875,60	875,54	9,52	0,006302521	0,013	0,829	5,39	21,02	24,30	Não Suporta
Trecho 8	875,54	875,48	21,24	0,002824859	0,013	0,674	3,14	13,68	24,57	Não Suporta
Trecho 9	875,48	875,35	19,32	0,006728778	0,013	0,669	4,82	20,81	25,01	Não Suporta
Trecho 10	875,35	875,33	12,03	0,00166251	0,013	0,705	2,49	11,66	23,96	Não Suporta
Trecho 11	875,33	875,31	21,43	0,000933271	0,013	0,721	1,89	9,21	24,11	Não Suporta
Trecho 12	875,31	875,12	21,09	0,009009009	0,013	0,678	5,63	24,85	25,27	Não Suporta
Trecho 13	875,12	875,01	11,99	0,009174312	0,013	0,643	5,49	19,76	24,97	Não Suporta
Trecho 14	875,01	874,79	28,08	0,007834758	0,013	0,666	5,19	20,22	25,32	Não Suporta
Trecho 15	874,79	874,58	39,81	0,005275057	0,013	0,687	4,35	17,76	25,19	Não Suporta
Trecho 16	874,58	874,28	32,28	0,00929368	0,013	0,743	6,08	29,38	25,32	Suporta
Trecho 17	874,28	874,01	11,04	0,024456522	0,017	0,710	7,32	32,20	25,27	Suporta
Trecho 18	874,01	873,77	42,99	0,005582694	0,013	0,692	4,50	18,22	25,03	Não Suporta
Trecho 19	873,77	873,61	31,99	0,005001563	0,013	0,643	4,05	14,59	24,69	Não Suporta
Trecho 20	873,61	873,38	16,00	0,014375	0,013	0,639	6,85	23,86	24,86	Não Suporta
Trecho 21	873,38	873,07	15,23	0,020354563	0,017	0,695	6,58	26,30	25,04	Suporta
Trecho 22	873,07	871,91	44,25	0,026214689	0,013	0,568	8,54	22,08	27,14	Não Suporta

Fonte: A autora (2017)

Outra alternativa, seria uma medida mais estrutural como o redimensionamento da altura do canal levando em conta a compartimentação de montante. Porém a altura necessária

para comportar e transportar a vazão é muito grande sendo difícil, de conciliar a estrutura com a cota montante, se tornando inviável. Portado a medida adotada foi o redimensionamento da largura canal, levando em consideração as cotas e as larguras limites, pois nas margens do canal já existem faixas de rolamento de veículos, para que esse redimensionamento não prejudique o fluxo de veículos e de pedestres, foi proposto fazer uma canalização de entorno fechado nas áreas de ampliação em forma de laje, na qual serve como meio de circulação de pedestres conforme mostra figura 16. O redimensionamento do canal é demonstrado na tabela 19 e 20.

Tabela 19. Redimensionamento do canal.

	Seção Combinada					
	Seção Unica					RH (m)
	Trecho	a (m)	b(m)	a(m)	b(m)	
Ant.	Trecho 6	2,00	1,60	-	-	0,615
Post.		3,00	1,60	-	-	0,744
Ant.	Trecho 7	2,10	1,20	2,30	0,60	0,829
Post.		3,30	1,80	-	-	0,861
Ant.	Trecho 8	2,00	1,50	2,25	0,60	0,674
Post.		3,25	2,10	-	-	0,916
Ant.	Trecho 9	1,95	1,55	2,15	0,60	0,669
Post.		3,15	2,15	-	-	0,909
Ant.	Trecho 10	2,10	1,45	2,35	0,70	0,705
Post.		3,35	2,40	-	-	0,987
Ant.	Trecho 11	2,15	1,50	2,35	0,70	0,721
Post.		3,80	2,60	-	-	1,098
Ant.	Trecho 12	2,00	1,40	2,30	0,70	0,678
Post.		3,30	2,10	-	-	0,924
Ant.	Trecho 13	2,00	1,80	-	-	0,643
Post.		3,00	1,80	-	-	0,818
Ant.	Trecho 14	2,05	1,90	-	-	0,666
Post.		3,05	1,90	-	-	0,845
Ant.	Trecho 15	2,15	1,90	--	-	0,687
Post.		3,15	1,90	-	-	0,861
Ant.	Trecho 18	2,25	1,80	-	-	0,692
Post.		3,25	1,80	-	-	0,854
Ant.	Trecho 19	2,00	1,80	-	-	0,643
Post.		3,00	1,80	-	-	0,818
Ant.	Trecho 20	2,05	1,70	-	-	0,639
Post.		3,05	1,70	-	-	0,804
Ant.	Trecho 22	2,35	1,10	-	-	0,568
Post.		3,35	1,10	-	-	0,664

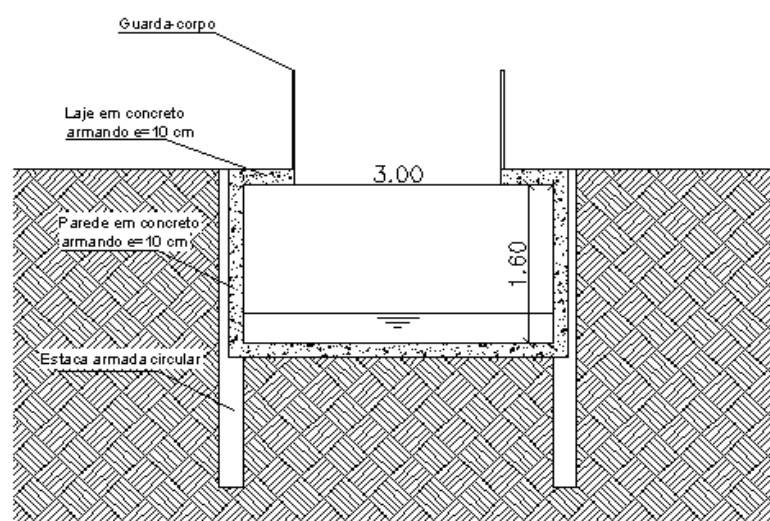
Fonte: A autora (2017)

Tabela 20. Comparativo de vazão, para o período de retorno de 100 anos.

Trecho	Cota M	Cota J	Comp. Trecho (m)	Declividade (m/m)	Coeffi.de Rugosidade	RH (m)	Veloc. de esco. (m/s)	Capac. de suporte (m³/s)	Vazão de Projeto (m³/s)	Comparativo
Trecho 1	978,00	881,00	2391,70	0,040556926	0,017	0,709	9,42	40,09	28,53	Suporta
Trecho 2	881,00	879,60	21,66	0,064635272	0,017	0,825	13,16	92,82	26,16	Suporta
Trecho 3	879,60	876,81	22,77	0,122529644	0,017	0,794	17,65	110,03	26,61	Suporta
Trecho 4	876,81	876,36	31,00	0,014516129	0,017	0,743	5,82	28,45	25,61	Suporta
Trecho 5	876,36	876,01	39,65	0,008827238	0,013	0,746	5,95	28,84	25,44	Suporta
Trecho 6	876,01	875,60	21,24	0,019303202	0,013	0,774	9,01	43,25	25,51	Suporta
Trecho 7	875,60	875,54	9,52	0,006302521	0,013	0,861	5,53	32,83	24,30	Suporta
Trecho 8	875,54	875,48	21,24	0,002824859	0,013	0,916	3,86	26,32	24,57	Suporta
Trecho 9	875,48	875,35	19,32	0,006728778	0,013	0,909	5,92	40,10	25,01	Suporta
Trecho 10	875,35	875,33	12,03	0,00166251	0,013	0,987	3,11	24,99	23,96	Suporta
Trecho 11	875,33	875,31	21,43	0,000933271	0,013	1,098	2,50	24,71	24,11	Suporta
Trecho 12	875,31	875,12	21,09	0,009009009	0,013	0,924	6,93	48,00	25,27	Suporta
Trecho 13	875,12	875,01	11,99	0,009174312	0,013	0,818	6,45	34,80	24,97	Suporta
Trecho 14	875,01	874,79	28,08	0,007834758	0,013	0,846	6,09	35,29	25,32	Suporta
Trecho 15	874,79	874,58	39,81	0,005275057	0,013	0,861	5,06	30,27	25,19	Suporta
Trecho 16	874,58	874,28	32,28	0,00929368	0,013	0,892	6,31	44,73	25,32	Suporta
Trecho 17	874,28	874,01	11,04	0,024456522	0,017	0,889	8,50	54,43	25,27	Suporta
Trecho 18	874,01	873,77	42,99	0,005582694	0,013	0,854	5,17	30,27	25,03	Suporta
Trecho 19	873,77	873,61	31,99	0,005001563	0,013	0,818	4,76	25,70	24,69	Suporta
Trecho 20	873,61	873,38	16,00	0,014375	0,013	0,804	7,97	41,34	24,86	Suporta
Trecho 21	873,38	873,07	15,23	0,020354563	0,013	0,844	9,80	55,81	25,04	Suporta
Trecho 22	873,07	871,91	44,25	0,026214689	0,013	0,664	9,48	34,93	27,14	Suporta

Fonte: A autora (2017)

Figura 16. Redimensionamento do canal



Trecho 6

Fonte: A autora (2017)

Após realizar o redimensionamento do canal, pode-se dizer que com essa medida conseguiríamos transportar a vazão pluvial, porém a velocidade de escoamento em alguns trechos está acima do que a recomendada por Azevedo Netto, por isso foi sugerido fazer a recomposição das paredes do canal para gabião, com intuito de diminuir a velocidade de escoamento, alterando o coeficiente de Manning de 0,013 para 0,035. Os cálculos serão apresentados pela tabela 21.

Tabela 21. Recomposição do canal com gabião

Trecho	Cota M	Cota J	Comp. Trecho (m)	Declividade (m/m)	Coefi.de Rug.	RH (m)	Vel. de esc. (m/s)	Capacidade hidráulica(m³/s)	Vazão de projeto(m³/s)	Comp.
Trecho 1	978,00	881,00	2391,70	0,040556926	0,035	0,872	5,25	32,07	28,53	Suporta
Trecho 2	881,00	879,60	21,66	0,064635272	0,035	0,933	6,93	55,30	26,16	Suporta
Trecho 3	879,60	876,81	22,77	0,122529644	0,035	0,893	9,28	65,05	26,61	Suporta
Trecho 17	874,28	874,01	11,04	0,024456522	0,035	0,889	4,13	26,44	25,27	Suporta

Fonte: A autora (2017)

Esta medida não atendeu a todos os trechos, por isso foi implantado o degrau vertical em alguns , com o intuito de diminuir esta velocidade de escoamento. Foi realizado o dimensionamento para o trecho 3, e os demais será apresentado na tabela 22.

- Dimensionamento degrau vertical para o Trecho 3

Dados de entrada:

Vazão de projeto (Q): 41,98m³/s

Largura do canal (b): 3,00 m

Altura do degrau vertical (ho): 0,35 m

Aceleração da gravidade (g) = 9,81 m/s

Descarga unitária por unidade de comprimento da crista da soleira (q)

$$q = \frac{Q}{B} = \frac{41,98}{3} = 13,99 \frac{m^3}{s} \times m$$

Dn – Drop number (adimensional)

$$Dn = \frac{q^2}{g x h o^3}$$

$$Dn = \frac{13,99^2}{9,81 x 0,35^3} = 465,33$$

Ld – Comprimento de queda

$$Ld = h o x 4,30 x Dn^{0,27} = 0,35 x 4,30 x 465,33^{0,27} = 7,90$$

y1 – Profundidade ao pé da lâmina vertente ou no início do ressalto hidráulico

$$y1 = h o x 0,54 x Dn^{0,425} = 0,35 x 0,54 x 465,33^{0,425} = 2,57m$$

y2 – Profundidade da água a jusante do ressalto

$$y2 = h o x 1,66 x Dn^{0,27} = 0,35 x 1,66 x 465,33^{0,27} = 3,05 m$$

yp – Profundidade da água a jusante e junto ao pé do degrau

$$yp = h o x 1,00 x Dn^{0,22} = 0,35 x 1,00 x 465,33^{0,22} = 1,35m$$

L – Comprimento até a profundidade y2

$$L = 6,90 x (y2 - y1) = 6,90 x (3,05 - 2,57) = 3,31m$$

V1 - Velocidade de Escoamento

$$V1 = \frac{q}{y1} = \frac{13,99}{2,57} = 5,44 m/s$$

F - Número de Froude

$$F = \frac{V}{(g x y1)^{0,5}} = \frac{5,44}{(9,81 x 2,57)^{0,5}} = 1,08$$

yc - Altura Crítica

$$yc = \left(\frac{q^2}{9,81} \right)^{1/3} = \left(\frac{13,99^2}{9,81} \right)^{1/3} = 2,71m$$

E1/E – Dissipação de energia

$$\frac{E1}{E} = 0,896 x \left(\frac{yc}{h} \right)^{-0,766} = 0,896 x \left(\frac{2,71}{0,35} \right)^{-0,766} = 0,19$$

Tabela 22. Dimensionamento do degrau vertical

Trecho	Q (m ³ /s)	B (m)	q (m/s x m)	ho(m)	Dn	Ld	y1(m)	y2(m)	yp (m)	L (m)	v (m/s)	n° de Froude	yc	E1/E(%)
Trecho 2	55,30	3,30	16,75	0,35	667,65	8,71	2,99	3,36	1,46	2,55	5,60	1,03	3,06	17
Trecho 3	41,98	3,00	13,99	0,35	465,33	7,90	2,57	3,05	1,35	3,31	5,44	1,08	2,71	19
Trecho 4	31,38	2,60	12,07	0,35	346,37	7,30	2,27	2,81	1,27	3,72	5,59	1,18	2,46	20
Trecho 6	33,76	2,50	13,50	0,35	433,30	7,75	2,49	2,99	1,33	3,45	5,42	1,09	2,56	20
Trecho 9	40,10	3,15	12,73	0,35	385,28	7,51	2,37	2,89	1,29	3,59	5,37	1,11	2,54	20
Trecho 12	48,00	3,30	14,54	0,35	502,63	8,07	2,66	3,11	1,37	3,10	5,46	1,07	2,78	18
Trecho 13	34,80	3,00	11,60	0,35	319,92	7,14	2,19	2,76	1,24	3,93	5,29	1,14	2,39	20
Trecho 14	25,32	3,05	8,30	0,35	163,79	5,96	1,65	2,30	1,07	4,48	5,03	1,25	1,91	24
Trecho 16	44,73	3,10	14,42	0,35	494,37	8,03	2,64	3,10	1,37	3,17	5,46	1,07	2,76	18
Trecho 20	41,34	3,05	13,55	0,35	401,14	7,59	2,41	2,93	1,31	3,58	5,62	1,15	2,65	19
Trecho 21	55,81	3,35	16,65	0,35	659,10	8,68	2,98	3,35	1,46	2,55	5,58	1,03	3,04	17
Trecho 22	34,93	3,35	10,42	0,35	258,14	6,74	2,00	2,60	1,19	4,14	5,21	1,17	2,22	21

Fonte: A autora (2017)

Com a implantação desta medida, foi possível obter uma redução na velocidade, tornando-se eficaz a construção do degrau vertical.

Com base em todos os dimensionamentos descritos acima, foi possível propor soluções para o problema de inundação, fazendo com que o canal suporte uma vazão para o período de retorno de 100 anos.

6 ESPECIFICAÇÕES DE MATERIAIS E SERVIÇOS

A especificação tem a finalidade de descrever todas as medidas adotadas do canal para solucionar o problema, apresentando um controle dos materiais que serão utilizados e serviços para a execução do mesmo. Para elaboração deste estudo foi analisado os critérios hidráulicos, sendo necessário realizar uma análise de projeto estrutural, aonde poderá ocorrer modificações neste memorial.

6.1 Descrição dos serviços executados

Através do estudo realizado trecho a trecho do canal, foi possível averiguar quais são os reais motivos que provocam a inundação na avenida em questão, com isso foi permitido adotar um conjunto de medidas com intuito de solucionar o problema.

Afim de aumentar a capacidade de transporte, será executado no trecho 5 e 16, o revestimento das paredes com concreto liso, reduzindo o Coeficiente de Manning para 0,013.

Nos trechos 1, 2, 3 e 17, com intuito de reduzir a velocidade de escoamento de escoamento, será realizado a recomposição das paredes do canal para gabião, onde o coeficiente de Manning é alterado para 0,035.

Outra medida utilizada para reduzir a velocidade de escoamento e dissipar a energia, é a criação de um degrau vertical de 35 cm, esta medida foi adotada para os trechos 2, 3, 4, 6, 9, 12, 13, 14, 16, 21, 21 e 22.

Em seguida os trechos 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 18, 19, 20 e 22 serão demolidos e implantados uma nova seção transversal aumentando a largura do canal, com intuito de acomodar a vazão estimada, sendo que nas áreas ampliadas será executada uma laje, aonde funcionará como meio de circulação de pedestres.

As vigas de sustentação da parede do canal serão retiradas e recolocadas na borda superior do canal.

6.2 Serviços preliminares

Os serviços preliminares são o conjunto de atividades e providências tomadas como preparação para o início da obra, como a instalação da placa de identificação da obra.

Antes do início da obra também deverá ser instalado um canteiro de obra, contendo as instalações provisórias e as ligações provisórias como luz, esgoto e água de acordo com as normas vigentes. É fundamental a organização do canteiro de obra, para evitar desperdícios e falta de qualidade dos serviços prestados.

Como o local da obra trata-se de uma avenida, aonde possui grande fluxo de veículos e pessoas, a obra deverá ter uma sinalização de trânsito, indicando locais de riscos.

Será realizada também, uma rede provisória de desvio do canal que tem como objetivo captar e transportar as águas provenientes de esgotos de residências e de chuva. Este desvio será realizado utilizando equipamento mecânico e enscadeira, e será realizada no lado que possui menos fluxo de veículos, no caso a margem direita do canal.

6.3 Demolições e limpeza do canal

Serão demolidas as seções que foram redimensionadas e as vigas de sustentação das paredes do canal, no qual este serviço será utilizado equipamentos adequados indicados para cada caso, atendendo os parâmetros de segurança recomendado. Os materiais provenientes da demolição serão convenientemente removidos para locais indicados pela fiscalização. Para a execução destes serviços, deverá atender os critérios da NR 18 e NBR 5682 e serão de inteira responsabilidade da empresa contratada a perfeita execução do mesmo.

Será realizado também o desassoreamento do fundo do canal, retirando todos os destroços, matéria orgânica, entulhos e direcionando-os para o bota fora.

6.4 Movimentação de Terra

Nos trechos que onde foi realizado o redimensionamento da largura do canal, será realizado a escavação mecânica e manual, onde os entulho/terra serão redirecionado para um bota fora.

Já o reaterro será realizado com material proveniente do corte. No fundo do canal, será realizado o nivelamento e compactação do solo.

6.5 Estrutura de Concreto

Nos trechos que foram redimensionados a largura do canal, será utilizada concreto armado, nas lajes, lateral e fundo do canal, as larguras e altura serão de acordo com o projeto.

Inicialmente serão executadas estacas com 20 cm de altura e 30 cm de largura, aonde serão executados os painéis de concreto armado, entre estas estacas será realizada uma camada de lastro de concreto magro, com a resistência característica de 15 MPA.

Em seguida será colocado as formas, que serão de chapa de madeira compensada, a armaduras de aço CA 50 e CA 60, ao longo das estacas e lançado o concreto com resistência de 25 MPA, a espessura do painel será de 15 cm e altura conforme projeto. A desforma será realizado com 7 dias após concretagem, e o carregamento lateral após 28 dias.

6.6 Estrutura de Gabião

Nos trechos 1, 2, 3 e 17, será realizada a recomposição do canal com gabião, onde no fundo do canal será executado com gabião tipo colchão reno e as laterais será do gabião tipo caixa.

As dimensões utilizadas para o colchão reno será de 2,00 m x 3,00 m, e para o gabião tipo caixa será de 2,00 m x 1,00 m x 1,00 m, feitas com matacão com diâmetro de 125 mm.

Inicialmente é realizada a escavação das valas, aonde é realizada uma regularização do fundo de vala com areia, está regularização trabalha como um forro delgado, onde a mesma é envolvida por uma manta tipo “ Bidim”. Posteriormente é executada uma camada de areia de 30 cm, que trabalhará como uma zona filtrante a camada de seixos e os solos da fundação. Em seguida, lança-se 20 cm de seixo, que tem a finalidade de agir como uma área drenante capaz de evacuar as águas provenientes de infiltração e finalmente realizar a instalação do gabião,

6.7 Revestimento de concreto liso na lateral do canal e recomposição do fundo do canal.

As paredes laterais do canal de concreto não acabado, receberá uma camada de regularização de 2 cm de argamassa, reduzindo o coeficiente de Manning de 0,017 para 0,013.

O fundo dos canais erodidos devido às altas velocidades serão recomposto por concreto armado, conforme projeto.

7 ORÇAMENTO

Foi realizada uma estimativa de preço, onde os dados para o orçamento foram extraídos do SETOP de julho de 2017, não foi adotado o uso do BDI por se tratar de um orçamento prévio.

Tabela 23. Orçamento Prévio

Planilha Orçamentária					
OBRA: Reconstrução do córrego da Avenida Oswaldo Cruz - Três Pontas					
Item	Descrição	Unid.	Preço Unitário R\$	Quantidade	Preço Total R\$
1	Serviços Preliminares				
1.1	Fornecimento e colocação da placa da obra em chapa galvanizada (3,00x1,50 m)	Unid.	R\$ 1.095,14	1,00	R\$ 1.095,14
1.2	Container 6,00x2,30x2,50 m com isolamento térmico - vestiário box com 07 sanitário, 02 lavatórios e 01mictório	mês	R\$ 903,66	6,00	R\$ 5.421,96
1.3	Padrão Cemig aéreo tipo D1 - trifásico	Unid.	R\$ 1.157,29	1,00	R\$ 1.157,29
1.4	Escoramento de vala tipo contínuo empregando pranchas e longarinas de peroba	m ²	R\$ 59,76	729,83	R\$ 43.614,64
Valor total de serviços preliminares					R\$ 51.289,03
2	Demolições				
2.1	Demolição de alvenaria de tijolos e bloco, sem aproveitamento do material. (Trechos redimensionados e vigas)	m ³	R\$ 85,61	518,69	R\$ 44.405,05
2.2	Transporte de agregado DMT de 0 a 10 KM	m ³ x km	R\$ 1,02	518,69	R\$ 529,06
Valor total de demolições					R\$ 44.934,11
3	Regularização do fundo e laterais do canal				
3.1	Escavação manual de solos	m ³	R\$ 59,45	2448,86	R\$ 145.584,73
3.2	Regularização e compactação dos solos, compactados em camadas de 20 cm	m ²	R\$ 6,61	629,39	R\$ 4.160,27
3.3	Transporte de agregado DMT de 0 a 10 KM	m ³ x km	R\$ 1,02	2448,86	R\$ 2.497,84

Valor total de demolições					R\$ 152.242,83
4	Estrutura de Gabião				
4.1	Manta Geotêxtil				
4.1.1	Colocação de manta geotêxtil	m ²	R\$ 13,12	221,25	R\$ 2.902,80
4.2	Lastro de brita e areia				
4.2.1	Lastro de brita 2 ou 3 apiloado manualmente	m ²	R\$ 101,39	221,25	R\$ 22.432,54
4.2.2	Lastro de areia	m ²	R\$ 94,28	221,25	R\$ 20.859,45
4.3	Gabião				
4.3.1	Gabião Colchão Reno	m ²	R\$ 107,48	245,13	R\$ 26.346,57
4.3.2	Gabião tipo caixa	m ³	R\$ 307,10	864,17	R\$ 265.386,61
Valor total de estrutura de gabião					R\$ 337.927,97
5	Estrutura de Concreto				
5.1	Colocação de manta geotêxtil	m ²	R\$ 3,20	1466,54	R\$ 4.692,93
5.2	Lastro de brita 2 ou 3 apiloado manualmente	m ²	R\$ 101,39	1466,54	R\$ 148.692,49
5.3	Lastro de areia	m ²	R\$ 94,28	1466,54	R\$ 138.265,39
5.4	Estacas pré moldadas de concreto armado cravado D=230 mm	m	R\$ 119,46	567,12	R\$ 67.748,16
5.5	Placa de concreto armado - pré moldada	m ²	R\$ 190,98	2431,32	R\$ 464.333,49
5.6	Concreto armado, fck 30 Mpa, aço CA-59 D=6,3 mm - malha 10x10 cm	m ²	R\$ 107,81	12,86	R\$ 1.386,44
5.7	Revestimento de paredes em camada única, cimento e areia	m ²	R\$ 29,46	629,30	R\$ 18.539,18
5.8	Laje maciça (impermeabilizante, armação, forma e desforma)	m ²	R\$ 187,50	567,12	R\$ 106.335,00
Valor total de estrutura de estrutura de concreto					R\$ 949.993,07
VALOR TOTAL DA OBRA					R\$ 1.536.387,02

Fonte: A autora (2017)

8 CONCLUSÃO

Com base na revisão bibliográfica realizada neste trabalho, juntamente com a caracterização do sistema de drenagem existente e análise hidrológica do município, certificam-se que o sistema atual se tornou ineficiente, devido ao desenvolvimento do município. O sistema de drenagem atual do município foi executado em 1937, e não foi levado em consideração o crescimento rápido e não planejado do município. Como reflexo deste crescimento, uma grande área de contribuição desta avenida foi impermeabilizada, resultando no aumento do volume de água a ser escoado.

O sistema estrutural existente, também possui fatores que contribui para a ocorrência destes eventos, existem vigas de sustentação que funcionam como barreiras para o fluxo da água, ocasionando remanso hidráulico nesta área. Em determinados trechos ocorre à redução das dimensões do canal, gerando um estrangulamento nestes pontos. Com a declividade baixa, gera o acúmulo de detritos e lixos no fundo do canal, reduzindo o fluxo da água.

É possível concluir que o canal analisado não comporta a vazão calculada, foram propostas algumas medidas visando solucionar o problema.

As propostas foram realizar o revestimento das paredes laterais do canal de concreto não acabado para concreto liso, reduzindo o coeficiente de Manning, aumentando assim a capacidade hidráulica. Redimensionar a largura do canal, pois somente com revestimento do canal não seria possível comportar a vazão estimada. Nos trechos onde as velocidades estavam acima da recomendada por Azevedo Netto, foi proposto realizar a recomposição das paredes laterais e fundo do canal para gabião, com intuito de diminuir a velocidade de escoamento, alterando o coeficiente de Manning de 0,013 para 0,035. Outra medida utilizada para diminuir a velocidade de escoamento e dissipar a energia, foi realizar a construção de um degrau vertical.

Constatou-se que a Prefeitura Municipal de Três Pontas, contribui de certa forma para ocorrência de inundação neste local, pois aprovam projetos de loteamento em áreas propícias a inundação, mesmo tendo uma legislação específica para este tipo de ocupação. Estes fatores agravam ainda mais as inundações neste local.

Enfim, é possível concluir que as medidas de soluções adotadas irão resolver o problema de inundação na Avenida Oswaldo Cruz.

REFERÊNCIAS

- AZEVEDO NETTO, José Martiniano de. **Manual de Hidráulica**. 8 ed. São Paulo: Blucher, 1998.
- CARVALHO, Daniel F. e SILVA, Leonardo D.B. **Bacia Hidrográfica**. Cap.3. 2006. 18p.
- CARVALHO JUNIOR, M.M., 2013, **Metodologia para Determinação das Áreas de Preservação Permanente das Margens de Cursos D'água**: Um Estudo de Caso na Bacia do Rio Piabanha. Dissertação M. Sc., COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, Brasil.
- CETESB. **Drenagem Urbana**. 2ªedição, São Paulo: DAFE/CETESB, 1980.
- Chuva deixa Avenida em Três Pontas debaixo d'água** Disponível em: <<http://g1.globo.com/mg/sul-de-minas/noticia/2015/12/alagamentos-sao-registrados-apos-chuva-em-cidades-do-sul-de-minas.html>>
- DNIT. **Manual de hidrologia básica para estruturas de drenagem**. 2ª ed. Rio de Janeiro, 2005. 133 p.
- GRIBBIN, J. E., **Introdução à hidráulica, hidrologia e gestão de águas pluviais**. 3ed. São Paulo. Ed. Cengage Learning, 2009.
- GRIBBIN, John E. **Introdução a Hidráulica, Hidrologia e Gestão de Águas Pluviais**. 4ª edição, São Paulo: Cengage Learning, 2014.
- História da cidade de Três Pontas, MG**. Disponível em: <<http://www.trespontas.mg.gov.br#>>. Acesso em 08 de Maio de 2016
- Infraestrutura Urbana – soluções técnicas – Colchão Reno**. Disponível em: <http://infraestruturaurbana.pini.com.br/solucoes-tecnicas/31/1-colchao-reno-as-recomendacoes-para-a-montagem-do-296606-1.apx>. Acesso em 12de outubro de 2017
- Inundação Avenida Oswaldo Cruz - Três Pontas** . Disponível em: <<http://conexaotrespontas.com.br/novosite/ate-quando-ha-decadas-chuva-coloca-av-oswaldo-cruz-debaixo-dagua/>>
- Plúvio 2.1 – Software. Grupo de Pesquisa em Recursos Hídricos – GPRH da Universidade Federal de Viçosa – UFV.
- SANTOS, L.C.C., 2010, **Estimativa de Vazões Máximas de Projeto por Modelos Determinísticos e Probabilísticos**. Dissertação M. Sc., PPGEA/UFES. Espírito Santo,Brasil.
- SUDECAP, Superintendência de Desenvolvimento da Capital. **Drenagem Urbana**.Belo Horizonte, 1995.
- TOMAZ, Plínio. **Cálculos hidrológicos e hidráulicos para obras municipais**. 2ª ed. São Paulo: Navegar Editora, 2011.

TOMAZ, Plínio. **Método de I-PAI-WU**. Cap.66. 2014. 10p.

TOMAZ, Plínio. **Período de Retorno**. Cap.3. 2015. 9p.

TOMAZ, Plínio. Revestimento de canais com gabião colchão reno. Cap.63. 2010. 16p.

TUCCI, Carlos. **Drenagem Urbana**. 1ªedição, Porto Alegre: ABRH/Editora da Universidade/UFRGS, 1995.

TUCCI, Carlos. **Hidrologia: Ciência e Aplicação**. 2ªedição, Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS: ABRH, 1993.

TUCCI, C.E.M.; PORTO, R.L.L.; BARROS, M.T. **Drenagem Urbana**. Porto Alegre: ABRH/Editora da Universidade/UFRGS, 1995.

VILLELA, S. M.; MATTOS, A. **Hidrologia aplicada**. São Paulo: Ed. McGRAWHilldo Brasil, 245p, 1978.

WILKEN, Paulo Sampaio. **Engenharia de Drenagem Superficial**. São Paulo, Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental, 1978.