



CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS

COMUNIDADE EVANGÉLICA LUTERANA "SÃO PAULO"
Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 3.607 - D.O.U. nº 202 de 20/10/2005

Myssma Samay Rodrigues Chaves

ANÁLISE DA CONTRIBUIÇÃO DO CANAL PARA O CONTROLE DE CHEIAS URBANAS NA CIDADE DE PALMAS-TO

Palmas - TO

2016

Myssma Samay Rodrigues Chaves
ANÁLISE DA CONTRIBUIÇÃO DO CANAL PARA O CONTROLE DE CHEIAS
URBANAS NA CIDADE DE PALMAS-TO

Projeto de Pesquisa elaborado e apresentado como requisito parcial para aprovação na disciplina Trabalho de Conclusão de Curso II (TCC II) do curso de bacharel em Engenharia Civil pelo Centro Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientador: Prof. M.Sr. Carlos Spartacus da Silva Oliveira.

Palmas - TO

2016

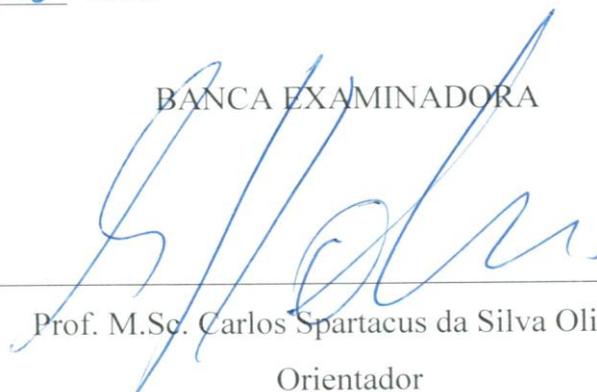
Myssma Samay Rodrigues Chaves
ANÁLISE DA CONTRIBUIÇÃO DO CANAL PARA O CONTROLE DE CHEIAS
URBANAS NA CIDADE DE PALMAS-TO

Projeto de Pesquisa elaborado e apresentado como requisito parcial para aprovação na disciplina Trabalho de Conclusão de Curso II (TCC II) do curso de bacharel em Engenharia Civil pelo Centro Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientador: Prof. M.Sr. Carlos Spartacus da Silva Oliveira.

Aprovada em 11/06/2016.

BANCA EXAMINADORA



Prof. M.Sc. Carlos Spartacus da Silva Oliveira

Orientador

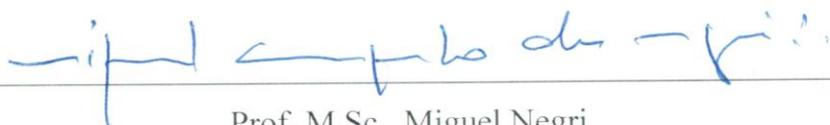
Centro Universitário Luterano de Palmas - CEULP



Prof. M.Sc. Fábio Moreira Spinola de Castro

Avaliador

Centro Universitário Luterano de Palmas - CEULP



Prof. M.Sc. Miguel Negri

Centro Universitário Luterano de Palmas - CEULP

Palmas – TO

2016

DEDICATÓRIA

Dedico esse trabalho à minha querida família que sempre me apoiou nessa jornada, mãe Elda Araújo, pai Juarez Rodrigues e irmã Taylla Rodrigues Chaves que tanto amo.

AGRADECIMENTOS

Agradeço à minha família primeiramente por ter me ajudado nessa caminhada, pois sem ela eu não teria forças para continuar e seguir em frente. À minha mãe Elda Araújo Chaves Rodrigues e meu pai Juarez Rodrigues Silva, que sempre estiveram presentes na minha vida. À minha irmã querida que amo, Taylla Rodrigues Chaves, que apesar de está longe sempre me apoiou e me incentivou para a realização dos meus sonhos.

Agradeço ao meu orientador Prof. M.Sc. Carlos Spartacus da Silva Oliveira por ter me aconselhado e me guiado nesse projeto, e por me ensinar cada passo dessa pesquisa. Agradeço ainda à Gabriela Rodrigues, uma brilhante e futura arquiteta que me ajudou na demonstração do projeto tridimensional (maquete).

Agradeço aos meus professores e avaliadores que contribuíram para a melhoria dessa pesquisa, Prof. M.Sc. Fábio Moreira Spinola de Castro e Prof. M.Sc. Miguel Negri.

Agradeço também aos meus queridos amigos Meyrelene Dias e Henrique Bandeira que sempre estiveram ao meu lado mesmo nas horas difíceis, sempre me apoiaram.

Agradeço a todos os meus amigos, colegas de aula e todos os professores do meu curso de Engenharia Civil que participaram da minha caminhada e me ajudaram nesse trabalho de Conclusão de Curso. Obrigado a todos.

EPÍGRAFE

“O pensamento é uma folha desprendida do galho de nossas vidas que o vento leva e conduz.”

(Cartola)

RESUMO

CHAVES, Myssma Samay Rodrigues. **Análise da contribuição do canal para o controle de cheias urbanas na cidade de Palmas-TO**. 2016. Trabalho de Conclusão de Curso - Engenharia Civil, Centro Universitário Luterano de Palmas, Palmas/TO, 2016.

Quando se inicia o período chuvoso em Palmas, verificam-se muitos problemas de erosão e inundações em alguns locais da cidade, dificultando o tráfego de veículos e pedestres, causando intranquilidade à população. O presente trabalho discute a análise da contribuição do canal na Avenida Joaquim Teotônio Segurado em Palmas-TO, a fim de diminuir a lâmina de escoamento superficial, podendo reter e dividir toda a drenagem do lado leste em relação ao lado oeste da cidade para solucionar esses problemas já ditos anteriormente. Diante disso foi feito um estudo das Bacias hidrográficas contribuintes da área de estudo (Bacia do Córrego Brejo Comprido, Bacia Córrego do Prata e Bacia Ribeirão Taquaruçu Grande), considerando as características dos dados hidrológicos, geológicos e sua drenagem onde a maior precipitação no período de 20 anos ocorreu no dia 23 de Janeiro de 2010, com máxima de 112,5mm de chuva. Foram calculadas as vazões máximas comparando-as por dois métodos, o Método SCS e o Método Racional, podendo escolher a maior vazão entre elas para o dimensionamento do projeto, que foi de 41,66m³/s do método SCS. Assim foi possível dimensionar o canal, observando sua melhor seção para o escoamento pluvial com uma captação no período de 6 horas, escolhendo uma seção trapezoidal de base menor de 2,50m, base maior de 5,00 e uma profundidade de 2,00 metros mais uma folga de 0,5m. No dimensionamento longitudinal foi determinada sua declividade adotada de 0,1m/Km através do estudo do perfil topográfico ao longo da avenida, com uma velocidade de 0,914m/s. Foi feito representações do projeto em AutoCAD, e uma maquete representativa, mostrando as passagens dos pedestres, vias de transporte e o canal passando pela Av. Teotônio Segurado.

Palavras-chaves: Canal; Macrodrenagem; Precipitação; Escoamento superficial; Vazão.

ABSTRACT

CHAVES, Myssma Samay Rodrigues. **Channel contribution of analysis to control urban flooding in the city of Palmas-TO**. 2016. Work Completion of course - Civil Engineering, Centro Universitário Luterano de Palmas, Palmas/TO, 2016.

When start the rainy period in Palmas, it possible to check many erosion and floods problems at some locals of the city, making it difficult the traffic of vehicles and pedestrians, causing uneasiness to the population. This present work discuss a analysis of the contribution of Avenida Joaquim Teotonio Segurado channel in Palmas-TO, in order to decrease the superficial flow blade, making possible to retain and share all the east drainage in relation west side of the city to solve these problems before spoken. According to this, was made a study of hydrographic basins that contribute to the area of study (basin Córrego Brejo Comprido, basin Córrego do Prata and basin Ribeirão Taquaruçu Grande), considering the characteristics of hydrologic data, geological and it drainage where the bigger precipitation on the last 20 years happened on January, 23th, 2010, with the maximum of 112,5mm of rain. It was calculate the maximums flows comparing per two methods, the SCS method and the Rational method, may choose the bigger flow rate between them to the dimensioning of the project, that was 41,66m³/s of SCS method. So, was possible to size the channel, observing it better section to pluvial draining with the caption on the period of 6 hours, choosing one trapezoidal section of smaller base of 2,50m, bigger base of 5,00 and 2,00 meters of deepness plus a slack of 0,5m. On the longitudinal sizing was determined it declivity adopted of 0,1m/km through the profile topographic study along the avenue, with a velocity of 0,914m/s. it was made representations of the project on AutoCAD, and a representative model, showing the pedestrians passages, way of transportation and the channel pass through Avenue Teotônio Segurado.

Keywords: Channel; macrodrainage; Precipitation; Surface runoff; Flow rate.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Efeito da urbanização sobre a vazão média de enchente numa área de 1m ²	16
Figura 2 – Ilustração do efeito da urbanização sobre o ciclo hidrológico (os percentuais se referem à parcela da precipitação que “segue” cada uma das faces do ciclo).....	17
Figura 3 – Hidrograma de amortecimento devido à implantação de poços de infiltração.	24
Figura 4 – Representação da distribuição das velocidades em um canal.	31
Figura 5 – Distribuição de velocidade em seções típicas nos canais.....	32
Figura 6 – Elementos das seções transversais.	33
Figura 7 – Energia total na seção transversal de um canal.....	34
Figura 8 - Esquema da variação da linha de energia para escoamentos com superfície livre..	35
Figura 9 – Variação da energia específica em função da profundidade (y).	36
Figura 10 – Declividade Crítica.....	36
Figura 11 – Seção Transversal (S) e Área Molhada.....	37
Figura 12 – Localização da área de projeto (toda a parte vermelha marcada indica a localização de estudo).....	38
Figura 13 – Bacias de contribuição.	40
Figura 14 – Perfil Transversal do canal Trapezoidal.....	55
Figura 15 – a)Corte transversal do canal fechado; b) corte transversal do canal aberto.	56
Figura 16 – Detalhe do perfil longitudinal do canal.....	59
Figura 17 –Detalhe do canal no cruzamento.	60
Figura 18 – Detalhe do desaguamento do trecho 1 e 2.....	61
Figura 19 – Detalhamento do fim do trecho 3.....	62
Figura 20 - Projeto final do canal de macrodrenagem: a) Vista 1; b) Vista 2; c) Vista 3.	63

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Causas e efeitos da urbanização sobre o escoamento superficial.	17
Tabela 2 – Medidas de controle das inundações.	20
Tabela 3 – Períodos de retorno segundo a ocupação da área.	22
Tabela 4 – Marcadores e Coordenadas Geográficas	39
Tabela 5 - Períodos de retorno (T) para sistemas urbanos.	40
Tabela 6 – Tipo de Declividade.....	44
Tabela 7 – Valores do CN para as Sub-bacias.....	47
Tabela 8 – Parâmetro S.....	48
Tabela 9 – Vazão efetiva (mm)	49
Tabela 10 - Declividade (s)	49
Tabela 11 – Vazão máxima obtida para o projeto	50
Tabela 12 - Intensidade.....	51
Tabela 13 – Valor do Coeficiente de escoamento.	51
Tabela 14 – Cálculo das vazões máximas para o tempo de retorno de 5 à 25 anos.	51
Tabela 15 – Vazão de Projeto.....	54
Tabela 16 – Dimensionamento do canal.....	54

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – a) Taxa de ocupação do solo das sub-bacias atuais; b) Taxa de ocupação futuro do solo das sub-bacias.	46
Gráfico 2 – Precipitação diária do mês de Janeiro (1994-2013).....	46
Gráfico 3 – Precipitação.....	47
Gráfico 4 – Curva IDF.	50
Gráfico 5 – Vazões máximas.	53
Gráfico 6 – Perfil Topográfico.....	58

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	12
1.1 PROBLEMA DE PESQUISA	12
1.2 HIPÓTESE	13
1.3 OBJETIVOS	13
1.3.1 Objetivo Geral	13
1.3.2 Objetivos Específicos	13
1.4 JUSTIFICATIVA	13
2 REFERENCIAL TEÓRICO	15
2.1 CONCEITOS GERAIS DE DRENAGEM URBANA	15
2.1.1 Efeitos da Urbanização	15
2.1.2 Controle de águas do Escoamento Superficial	18
2.1.3 Medidas Estruturais e Não Estruturais	19
2.2 PLANEJAMENTO EM DRENAGEM URBANA	20
2.2.1 Dados Básicos	20
2.2.2 Cenários de projeto	21
2.2.3 Tempo de Retorno	22
2.2.4 Características físicas da bacia	22
2.2.5 Estudos Hidrológicos	22
2.2.6 Infiltração	23
2.2.7 Precipitação	25
2.2.8 Escoamento superficial	26
2.3 ELEMENTOS BÁSICOS DA HIDRÁULICA DE CANAIS NA MACRODRENAGEM	
29	
2.3.1 Elementos Geométricos	31
2.3.2 Energia	33
2.3.3 Cálculo da Linha d'água	34
2.3.4 Regime de Escoamento	35
2.3.5 Elementos que caracterizam os canais	36
3 METODOLOGIA	38
3.1 ÁREA DE PROJETO	38
3.2 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DA ÁREA DE ESTUDO	39
3.2.1 Bacias Hidrográficas Contribuintes	39

3.2.2 Ocupação Urbana	40
3.2.2 Precipitação	41
3.3 CÁLCULO DA VAZÃO PELO MÉTODO SCS	41
3.4 CÁLCULO DA VAZÃO PELO MÉTODO RACIONAL.....	43
3.5 CÁLCULO DO CANAL DE DRENAGEM.....	44
4 RESULTADOS	46
4.1 PRECIPITAÇÃO	46
4.2 CÁLCULO DA VAZÃO PELO MÉTODO SCS	47
4.3 CÁLCULO DA VAZÃO PELO MÉTODO RACIONAL.....	50
4.4 COMPARAÇÃO DAS VAZÕES PELOS DOIS MÉTODOS	54
4.5 CÁLCULO DO CANAL DE DRENAGEM.....	54
5 CONCLUSÃO.....	65
6 REFERÊNCIAS	66
ANEXOS	70

1 INTRODUÇÃO

Existem muitos países que sofrem com a falta ou a má execução dos sistemas de drenagem urbana, havendo cada vez mais a necessidade de projetos eficientes que possam escoar a água adequadamente. Esses problemas gerados pelas enxurradas causam uma intranquilidade social de caráter regional e mundial que atropelam o planejamento urbano. Isso decorre por ter uma desconsideração dos aspectos hidrológicos, quando se formula e executa os projetos de drenagem urbana (TUCCI et al., 2000).

No Brasil, o desenvolvimento urbano tem produzido um grande aumento na frequência das inundações, causando muitos danos à população por conta das contaminações de esgotos domésticos, que geram doenças de vinculação hídrica, bem como danos materiais, como a destruição de casas, estradas, pontes, veículos e o maior deles o dano humano havendo perda de vidas.

Nas condições da realidade brasileira, esses impactos tendem a piorar, à medida que se intensifica a densidade populacional, ocorrendo principalmente nas grandes e médias cidades, pois com o aumento da urbanização, ocorre também um aumento das vazões máximas, por conta da canalização e da impermeabilização.

Diante disso, este projeto está voltado à cidade de Palmas no Tocantins, situada na região norte, onde há um período seco (Junho a Novembro) e um período com grandes volumes de chuvas (Dezembro a Maio), assim, a cidade está entre as que sofrem com a má formulação e execução dos projetos de drenagem urbana. Existem pontos em que ocorrem frequentes inundações, ocasionando danos ao patrimônio público e particular. Isso se dá ao mau dimensionamento do sistema de drenagem existente, inexistência de manutenção em determinados locais e a falta de sistemas de drenagem em algumas quadras da cidade, gerando assim um aumento do escoamento superficial (RODRIGUES, 2012).

Com isso, busca-se implantar um canal na Avenida Joaquim Teotônio Segurado, tendo como área de estudo e contribuição toda a parte sudeste da cidade, para realizar a estimativa de vazão e o escoamento superficial. Fazendo com que o canal possibilite a captação e transporte do volume de água adquirido nas épocas de chuvas, estudando o desagüamento deste, dividindo toda a parte oeste da parte leste de drenagem da cidade.

1.1 PROBLEMA DE PESQUISA

O município de Palmas possui um grande impasse com relação à drenagem, ora por falta da mesma, outrora pelo mau dimensionamento e execução dos sistemas existentes. Conseqüentemente ocasionam enchentes que oferecem risco à saúde da população, erosões,

danos às propriedades públicas e particulares. À medida que se inicia o período chuvoso em Palmas, verificam-se muitos problemas de erosão e inundações em alguns locais da cidade, dificultando o tráfego de veículos e pedestres, causando intranquilidade à população.

1.2 HIPÓTESE

- Acredita-se que não são implantados os projetos de drenagem em locais de grande alagamento em Palmas;
- Não são feitos estudos prolongados de 10, 20 ou mais anos de ocorrência do fenômeno de chuvas intensas de grandes volumes, podendo analisar isso como erros de projetos;
- Não são feitos estudos do uso e ocupação do solo em áreas urbanas.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo Geral

Analisar a contribuição do canal na Avenida Joaquim Teotônio Segurado em Palmas-TO, a fim de diminuir a lâmina de escoamento superficial, podendo reter e dividir toda a drenagem do lado oeste em relação ao leste norte da cidade para solucionar os problemas de alagamento em períodos chuvosos.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Estudar a bacia hidrográfica da área de estudo, considerando as características dos dados hidrológicos, geológicos e sua drenagem;
- Encontrar a vazão causada pelo escoamento superficial obtida pela área de estudo;
- Projetar o canal, considerando os cálculos de seu dimensionamento transversal, longitudinal e regime de escoamento;
- Apresentar todo o projeto.

1.4 JUSTIFICATIVA

Acredita-se que com a implantação do canal que será projetado irá possibilitar o escoamento da água precipitada o mais rápido possível para a jusante, com objetivo de coletar essa água escoada no período chuvoso de uma parte escolhida da cidade, onde poderá dividir o índice de escoamento leste/oeste e diminuir a lâmina d'água.

Segundo Souza (2010, p. 168):

Em termos específicos da infraestrutura de drenagem pluvial, o Relatório da Leitura Técnica e Comunitária (PREFEITURA MUNICIPAL DE PALMAS, 2006), que deu origem ao Plano Diretor Participativo de Palmas (2007), aponta uma série de questões a serem resolvidas, apesar do pouco tempo de existência da cidade e do fato de sua implantação ter sido planejada. Dentre as questões apontadas, estão: a falta de pavimentação e de soluções para a drenagem pluvial em loteamentos aprovados; a inexistência de macro e de micro drenagem em avenidas e quadras já ocupadas; o assoreamento dos cursos d'água que atravessam a cidade, pela descarga

inadequada de águas pluviais; o lançamento de água pluvial de imóveis edificados direto sobre as vias públicas; a má localização, dimensionamento e limpeza das bocas de lobo; e a falta de um plano diretor específico para a drenagem pluvial urbana.

Este projeto do canal, escolhido como o melhor sistema de macrodrenagem, buscará ser uma medida corretiva para o problema de alagamento de modo a reduzir a exposição da população e das propriedades ao risco de inundações, preservar o tráfego (veículos e pedestres) e controlar a erosão no plano urbano de Palmas.

Quanto maior for a infiltração e retenção das águas de chuva, menor será o escoamento superficial, conseqüentemente menos chance de ocorrer inundações. Por tanto a justificativa para o problema de alagamento em Palmas seria o funcionamento do canal que será projetado a fim de drenar toda a água escoada no período chuvoso (Dezembro a Maio).

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 CONCEITOS GERAIS DE DRENAGEM URBANA

A conceituação de Drenagem Urbana é simplificada como sendo um sistema que objetiva escoar as águas de chuva no meio urbano, tendo como finalidade minimizar os riscos que a sociedade está sujeita a diminuir os prejuízos oriundos das inundações e possibilitar assim o desenvolvimento urbano. Tem grande importância no que se refere à saúde e meio ambiente, pois nos eventos de chuvas intensas, ocorrem lançamentos de esgotos de esgotos sanitários e resíduos sólidos nos sistemas de drenagem das bacias hidrográficas, causando doenças de veiculação hídrica, todavia põe em risco a saúde da população e a qualidade do meio ambiente (OLIVEIRA, 2010).

O sistema de drenagem faz parte de todo um conjunto de melhorias públicas existentes em uma área urbana, assim como as redes de água, de esgotos sanitários, de cabos elétricos e telefônicos, além da iluminação pública, pavimentação de ruas, guias e passeios, parques, áreas de lazer, entre outros (RAMOS et al., 1999).

Segundo SUDERHSA (2002, p.27), os sistemas de drenagem são classificados como de microdrenagem e de macrodrenagem, sendo que:

A microdrenagem é definida pelo sistema de condutos pluviais ou canais nos loteamentos ou na rede primária urbana. Este tipo de sistema de drenagem é projetado para atender a drenagem de precipitações com risco moderado. A macrodrenagem envolve os sistemas coletores de diferentes sistemas de microdrenagem. A macrodrenagem abrange áreas superiores a 4 km² ou 400 ha, sendo que esses valores não devem ser tomados como absolutos porque a malha urbana pode possuir as mais diferentes configurações. Este tipo de sistema deve ser projetado para acomodar precipitações superiores às da microdrenagem com riscos de acordo com os prejuízos humanos e materiais potenciais.

Esses sistemas encaixam-se no contexto do “controle do escoamento superficial direto”, tendo tradicionalmente como base o enfoque orientado para “o aumento da condutividade hidráulica do sistema de drenagem” (RAMOS et al., 1999, p.11).

2.1.1 Efeitos da Urbanização

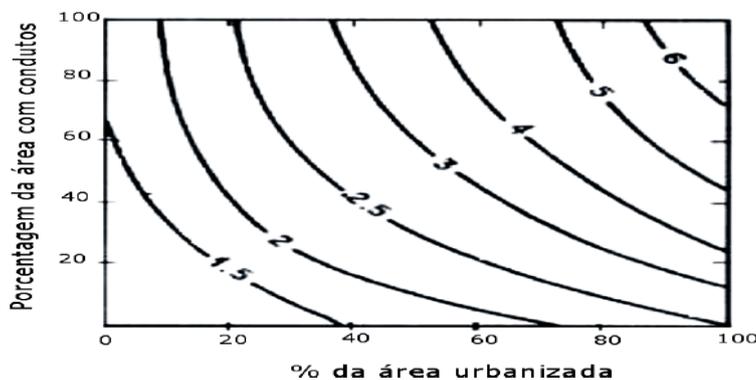
Conforme o aumento do desenvolvimento urbano, a impermeabilização do solo ocorre através de telhados, ruas, calçadas, pátios, entre outros. Dessa maneira, de acordo com Tucci (1995), uma parcela de água que infiltrava passa a escoar pelos condutos, aumentando assim o escoamento superficial. O volume que escoava lentamente pela superfície do solo rico em vegetação, com a urbanização, passa a escoar no canal, exigindo maior capacidade de escoamento das seções.

De acordo com Tucci (1998) o desenvolvimento urbano modifica “a cobertura vegetal provocando alterações no ciclo hidrológico natural.” Com a urbanização, a cobertura da bacia é alterada para pavimentos impermeáveis e são introduzidos condutos para escoamento pluvial, isso provoca as seguintes alterações no ciclo hidrológico:

- a) Redução da infiltração no solo;
- b) O volume que deixa de infiltrar fica na superfície, aumentando o escoamento superficial. Além disso, como foram construídos condutos pluviais para o escoamento superficial, tornando-o mais rápido, ocorre redução do tempo de deslocamento. Desta forma as vazões máximas também aumentam, antecipando seus picos no tempo.
- c) Com a redução da infiltração, os aquíferos tendem a diminuir o nível do lençol freático por falta de alimentação (principalmente quando a área urbana é muito extensa), reduzindo o escoamento subterrâneo.
- d) Devido à substituição da cobertura natural ocorre uma redução da evapotranspiração, já que a superfície urbana não retém água como a cobertura vegetal e não permite a evapotranspiração das folhagens e do solo.

Porto et al. (1997) diz que as consequências da urbanização que causam maior impacto na drenagem urbana são aquelas que causam mudanças no escoamento superficial direto. Para casos extremos, o pico da cheia numa bacia urbanizada pode chegar a ser 6 vezes maior do que o pico nessa mesma bacia em condições naturais. Os aumentos na porcentagem de áreas impermeáveis e na porcentagem de áreas providas de condutos são diretamente proporcionais aos acréscimos observados no escoamento superficial. Essa relação pode ser visualizada na Figura 1.

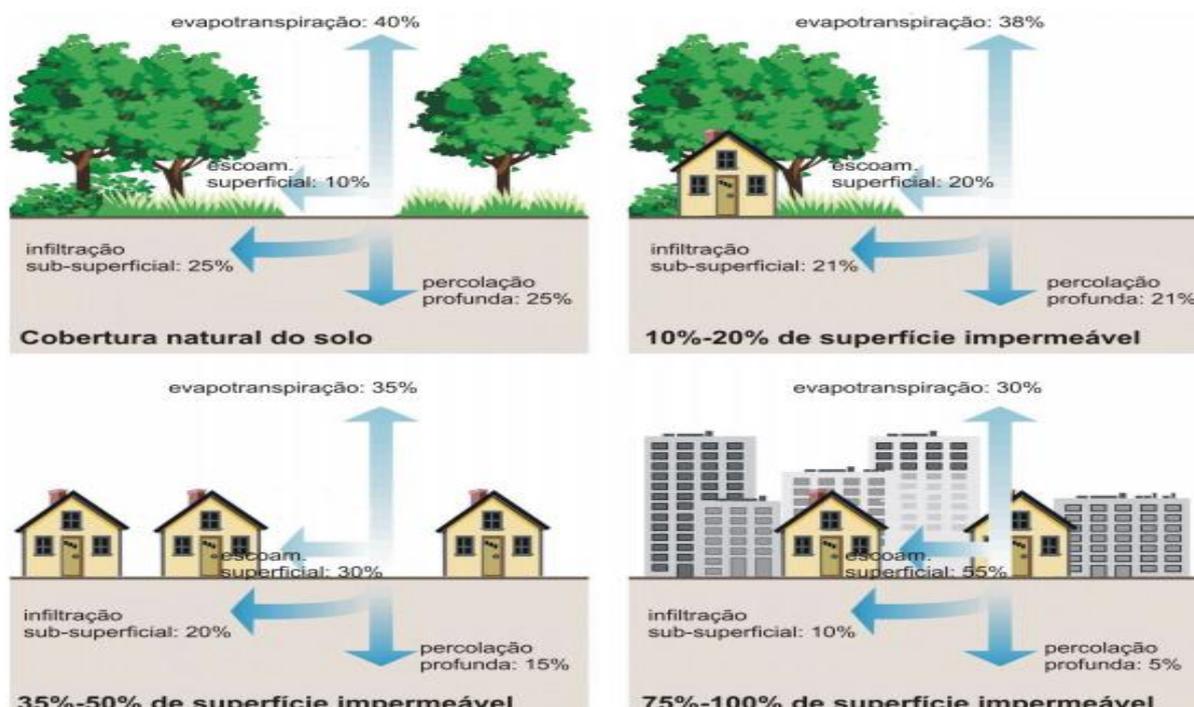
Figura 1 – Efeito da urbanização sobre a vazão média de enchente numa área de 1m²



Fonte: Leopold (1968).

Na Figura 2 mostra o efeito da substituição da cobertura natural do solo pela urbanização sobre o ciclo hidrológico, onde de acordo com Paz (2004) será possível observar que após uma “impermeabilização entre 30% e 50% da superfície, o escoamento superficial passa a corresponder a 55% do total precipitado, enquanto esse percentual era equivalente a apenas 10% da precipitação para a situação de cobertura natural do solo”.

Figura 2 – Ilustração do efeito da urbanização sobre o ciclo hidrológico (os percentuais se referem à parcela da precipitação que “segue” cada uma das faces do ciclo).



Fonte: Adaptado de EPA (1998).

Outros efeitos da urbanização são apontados por Frenndrich (1999) apud Milograna (2001), conforme a Tabela 1.

Tabela 1 – Causas e efeitos da urbanização sobre o escoamento superficial.

Causas	Efeitos
Impermeabilização	Maiores picos de vazões;
Revestimento das redes de drenagem	Maiores picos a jusante;
Geração de resíduos urbanos	Entupimento das galerias e degradação da qualidade da água;
Implantação de redes de esgoto sanitário deficientes	Degradação da qualidade da água e moléstias de veiculação hídrica nas inundações;
Desmatamento e Desenvolvimento indisciplinado	Maiores picos e volumes, maior erosão, assoreamento em galerias e canais;

Fonte: Frendrich (1999) apud Milograna (2001).

As enchentes urbanas configuram atualmente um problema crônico no Brasil, por motivos de gerência inadequada do planejamento da drenagem, e à filosofia errônea dos projetos de engenharia. A filosofia errônea se reflete na ideia preconcebida de engenheiros de que, a boa drenagem, é aquela que permite escoar rapidamente a água precipitada sobre a área de intervenção. As consequências desses erros têm produzidos custos extremamente elevados para a sociedade como um todo. No entanto, a melhor drenagem é aquela que drena o escoamento sem produzir impactos no local nem a jusante (TUCCI, 1995).

2.1.2 Controle de águas do Escoamento Superficial

As medidas de controle para as redes de drenagem urbana, segundo o autor Tucci (2005, p.20), devem possuir dois objetivos básicos: “controle do aumento da vazão máxima e melhoria das condições ambientais.” As medidas de controle do escoamento podem ser classificadas, de acordo com sua ação na bacia hidrográfica, em:

- Distribuída ou na fonte: é o tipo de controle que atua sobre o lote, praças e passeios;
- Na microdrenagem: é o controle que age sobre o hidrograma resultante de um parcelamento ou mesmo mais de um parcelamento, em função da área;
- Na macrodrenagem: é o controle sobre áreas acima de 2 km² ou dos principais riachos urbanos.

Sendo ainda que as principais medidas de controle citadas por Tucci (2005) são:

- Aumento da infiltração através de dispositivos como pavimentos permeáveis, valo de infiltração, plano de infiltração, entre outros. Estas medidas contribuem para a melhoria ambiental, reduzindo o escoamento superficial das áreas impermeáveis. Este tipo de medida é aplicado somente na fonte.
- Armazenamento: o armazenamento amortecido o escoamento, reduzindo a vazão de pico. O reservatório urbano pode ser construído na escala de lote, microdrenagem e macrodrenagem. Os reservatórios de lotes são usados quando não é possível controlar na escala de micro ou macrodrenagem, já que as áreas já estão loteadas. Os reservatórios de micro e macrodrenagem podem ser de detenção, quando é mantido a seco e controla apenas o volume. O reservatório é de retenção quando é mantido com lâmina de água e controla também a qualidade da água, mas exige maior volume. Os reservatórios de

detenção também contribuem para a melhoria da qualidade da água, se parte do volume (primeira parte do hidrograma) for mantida pelo menos 24 horas na detenção.

- Aumento da capacidade de escoamento: mudando variáveis como área, rugosidade da seção do escoamento e a declividade, é possível aumentar a vazão e reduzir o nível. Esta solução, muito utilizada, apenas transfere para jusante o aumento da vazão, exigindo aumento da capacidade ao longo de todo o sistema de drenagem, aumentando exponencialmente o custo.

No Manual de Drenagem Urbana (SUDERHSA, 2002) diz que escoamento num curso d'água depende de vários fatores que podem ser agregados em dois conjuntos:

1. Controles de jusante: definem a declividade da linha de água: Os controles de jusante podem ser estrangulamentos do curso d'água devido a pontes, aterros, mudança de seção, reservatórios, oceano. Esses controles reduzem a vazão de um rio independentemente da capacidade local de escoamento.

2. Controles locais: definem a capacidade de cada seção do curso d'água de transportar uma quantidade de água. A capacidade local de escoamento depende da área da seção, da largura, do perímetro e da rugosidade das paredes. Quanto maior a capacidade de escoamento, menor o nível de água.

2.1.3 Medidas Estruturais e Não Estruturais

Existem duas medidas de controle de enchentes urbanas, as estruturais e as não estruturais, de acordo com Ramos et al. (1999, p.21)

As estruturais são constituídas por medidas físicas de engenharia destinadas a desviar, deter, reduzir ou escoar com maior rapidez e menores níveis as águas do escoamento superficial direto, evitando assim os danos e interrupções das atividades causadas pelas inundações. Envolvem, em sua maioria, obras hidráulicas de porte com aplicação maciça de recursos. Entretanto, não são projetadas para propiciar proteção absoluta, pois estas seriam física e economicamente inviáveis na maioria das situações. As medidas não estruturais não utilizam estruturas que alteram o regime de escoamento das águas do escoamento superficial direto. São representadas, basicamente, por medidas destinadas ao controle do uso e ocupação do solo (nas várzeas e nas bacias) ou à diminuição da vulnerabilidade dos ocupantes das áreas de risco dos efeitos das inundações. Nesta última buscam-se maneiras para que estas populações passem a conviver melhor com o fenômeno e fiquem melhor preparadas para absorverem o impacto dos prejuízos materiais causados pelas inundações. As medidas não estruturais envolvem, muitas vezes, aspectos de natureza cultural, que podem dificultar sua implantação em curto prazo. O envolvimento do público é indispensável para o sucesso dessa implantação.

Na Tabela 2 são apresentados e esclarecidos mais detalhado, exemplos de medidas de controle apontados pelo mesmo autor Ramos et al. (1999, p.21)

Tabela 2 – Medidas de controle das inundações.

Medidas Estruturais			
Aumento da capacidade de escoamento das calhas	Diques marginais ou anulares		
	Melhoria das calhas (aumento da seção transversal, desobstruções e retificações)		
	Canalização (melhoria da calha e revestimento, substituição da calha por galeria/canal, canal de desvio)		
Redução das vazões de cheias	Reservatórios nos cursos d'água principais		
	Medidas do escoamento superficial direto:	Medidas para retenção das águas pluviais	Medidas locais (armazenamento em telhados, cisternas, bacias de retenção em parques, etc.)
			Medidas fora do local (armazenamento em leitos secos ou em reservatórios implantados em pequenos cursos d'água)
		Medidas para infiltração das águas pluviais	Medidas locais (poços, trincheiras, bacias de infiltração, escoamento dirigido para terrenos gramados, etc)
Medidas não estruturais			
	Regulamentação do uso e ocupação do solo (principalmente em fundo de vale)		
	Proteção contra inundações (medidas de proteção individual das edificações em áreas de risco)		
	Seguro contra inundações		
	Sistemas de alerta, ações de defesa civil, relações		

Fonte: Ramos et al. (1999).

2.2 PLANEJAMENTO EM DRENAGEM URBANA

O planejamento, no todo, é a atividade que tem por objetivo resolver os problemas de uma comunidade através de considerações ordenadas, onde podem envolver desde a concepção inicial até um programa de obras, considerando um espaço determinado e fixando um determinado período para o seu desenvolvimento completo (RAMOS et al., 1999).

Assim podem-se avaliar dentro desse planejamento os principais assuntos a serem tratados no projeto, os cenários urbanos e o tempo de retorno a ser retomado para o estudo de enchentes e chuvas intensas anuais.

2.2.1 Dados Básicos

Os principais assuntos a serem abordados no projeto de drenagem, de acordo com Ramos et al. (1999, p.38-39) são os seguintes:

- 1) planta da bacia de drenagem;
- 2) características da faixa de implantação das obras;

- 3) drenagem lateral;
- 4) interferências principais e utilidades públicas;
- 5) condições previstas de desenvolvimento futuro;
- 6) cobertura vegetal e condições de ocupação da bacia atual e futura;
- 7) características geológicas da bacia;
- 8) características geotécnicas e do lençol freático da faixa de implantação das obras;
- 9) informações sobre chuvas intensas na área da bacia;
- 10) estudos anteriores;
- 11) outras informações.

2.2.2 Cenários de projeto

De acordo com TUCCI (2005, p.18), os cenários de projeto representam as condições na qual a bacia estaria sujeita a diferentes cenários de desenvolvimento. Os cenários estudados no Plano Diretor de Drenagem Urbana (PDDrU) de cada bacia foram:

I – Atual: Condições de urbanização atual envolve a ocupação urbana no ano de elaboração do Plano obtida de acordo com estimativas demográficas e imagens de satélite;

II - Cenário PDDUA: Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano e Ambiental: O plano de desenvolvimento urbano em vigor na cidade estabelece diferentes condicionantes de ocupação urbana para a cidade;

III - Cenário atual + PDDUA: Este cenário envolve a ocupação atual para as partes da bacia onde o Plano foi superado na sua previsão, enquanto que para as áreas em que o Plano não foi superado, foi considerado o valor de densificação previsto no mesmo. Este cenário é excludente em relação ao II.

IV - Cenário de ocupação máxima: Este cenário envolve a ocupação máxima de acordo com o que vem sendo observado em diferentes partes da cidade que se encontram neste estágio. Este cenário representa a situação que ocorrerá se o disciplinamento do uso do solo não for obedecido. É utilizado como parâmetro comparativo.

Tucci (2005) diz que as alternativas de controle são definidas, dimensionadas e planejadas a partir do cenário de ocupação existente e a previsão de ocupação futura. Neste caso, a vazão máxima existente corresponderia à vazão máxima de pré-desenvolvimento, e a vazão a ser controlada é calculada a partir da previsão de máxima ocupação. Dessa forma, as alternativas de controle são projetadas de modo a evitar as obras de ampliação das redes de drenagem existente, para comportarem o acréscimo de escoamento decorrente do crescimento urbano.

2.2.3 Tempo de Retorno

Conforme SUDERHSA (2002), em projetos de áreas urbanas, onde sempre há alterações na bacia, as limitações quanto ao risco adota-se a probabilidade de ocorrência de altas precipitações num ano qualquer e não necessariamente da vazão resultante, que é consequência da precipitação em combinação com outros fatores da bacia hidrográfica. Quando não for referenciado de forma específica neste texto, o risco citado é sempre o da precipitação envolvida. O risco adotado para um projeto define a dimensão dos investimentos envolvidos e a segurança quanto a enchentes. A análise adequada envolve um estudo de avaliação econômica e social dos impactos das enchentes para a definição dos riscos. No entanto, esta prática é inviável devido o custo do próprio estudo para pequenas áreas. Desta forma, os períodos de retorno usualmente adotados para cada ocupação de área são apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 – Períodos de retorno segundo a ocupação da área.

Tipo de ocupação da área	Período de retorno (anos)
Áreas residenciais	2
Áreas comerciais	5
Áreas com edifícios públicos	5
Aeroportos	2-5
Áreas comerciais altamente valorizadas e terminais aeroportuários	5-10

Fonte: Citado em Suderhsa (2002).

2.2.4 Características físicas da bacia

De acordo com Ramos et al. (1999, p39), “esta análise tem por objetivo fornecer os elementos característicos da bacia que influem no regime de cheias da mesma, envolvendo aspectos geológicos, morfológicos, cobertura vegetal e tipo de ocupação existente e previsível.” Neste sentido os tópicos básicos a serem considerados são:

- 1) características morfológicas da bacia;
- 2) características de ocupação e de cobertura vegetal;
- 3) características geológicas e dos solos da bacia;
- 4) avaliação das condições de permeabilidade regionais.

2.2.5 Estudos Hidrológicos

“Os estudos hidrológicos têm por objetivo fornecer as vazões máximas a serem adotadas para projeto, bem como de hidrogramas de cheias quando houver a necessidade de

dimensionar ou analisar o efeito de reservatórios de detenção existentes”. (RAMOS et al., 1999, p.39)

A distribuição final de vazões a adotar de acordo com Ramos et al. (1999, p.39) poderá ser efetuada de modo a considerar sub-trechos com vazões constantes para maior simplicidade dos cálculos. Os tópicos básicos a serem considerados são os:

- 1) critérios de projeto;
- 2) chuvas de projeto;
- 3) subdivisão da bacia em áreas hidrologicamente homogêneas;
- 4) parâmetros morfológicos característicos das sub-bacias;
- 5) cálculo de vazões máximas e/ou hidrogramas de cheias;
- 6) estudo de reservatórios de detenção.

O uso de modelos hidrológicos é necessário para a obtenção de análise dos dados de projeto de drenagem. Tucci (1998) explica que o modelo hidrológico é uma das ferramentas que a ciência desenvolveu, para melhor entender e representar o comportamento da bacia hidrográfica e prever condições diferentes das observadas. A simulação hidrológica é limitada pela heterogeneidade física da bacia e dos processos envolvidos, o que tem propiciado o desenvolvimento de um grande número de modelos que se diferenciam em função dos dados utilizados, discretização, das prioridades da representação dos processos e dos objetivos a serem alcançados.

Segundo Souza (2005) uma variedade de modelos se encontra disponível para simular o procedimento chuva-vazão. A seleção do modelo adequado dependerá do nível de detalhamento e rigor requeridos para a aplicação e da quantidade de dados disponíveis para preparar e testar os resultados.

Para a representação dos modelos de precipitação-vazão, que fazem parte do ciclo hidrológico, de acordo com Tucci (1998, p.227), devem “descrever a distribuição espacial da precipitação, as perdas por interceptação, evaporação, depressão do solo, o fluxo através do solo pela infiltração, percolação e água subterrânea, escoamento superficial, subsuperficial e no rio”.

2.2.6 Infiltração

A infiltração é a passagem de água da superfície para o interior do solo, o qual depende fundamentalmente da disponibilidade de água para infiltrar, da natureza do solo, do

estado da sua superfície, e das quantidades inicialmente presentes de ar e água no seu interior (TUCCI, 1998).

Dentro dos processos hidrológicos, após a precipitação, a infiltração é o principal fenômeno relativo à geração do escoamento superficial. No entanto, esse processo é o que sofre mais alterações devido às ações antrópicas, seja pelo desmatamento das áreas, com o desnudamento do terreno e a incrustação do solo, frequente em zonas rurais, seja pela impermeabilização quase total da superfície do terreno por materiais como cimento e asfalto, fatos comuns em regiões urbanas (FORMIGA et al., 2012).

Viessman, Lewis & Knapp (1989) explicam que o processo de infiltração unidimensional para um caso ideal, ou seja, um solo homogêneo em todo seu perfil com poros diretamente interligados por passagens capilares, a precipitação é uniformemente distribuída pela área de interesse, sendo o tipo de solo e o teor de umidade do mesmo os principais fatores influentes nesse processo.

Na Figura 3 mostra os hidrogramas correspondentes a uma situação natural de precipitação sobre um lote urbano durante períodos de pré-urbanização, de pós-urbanização, além do resultante após a implantação de medidas mitigadoras dos fluxos. De acordo com Tucci (1995), a impermeabilização parcial do lote durante o processo de ocupação, representa um fator significativo no aumento do pico do hidrograma do terreno. Um sistema de infiltração, bem dimensionado e implantado em local adequado, consegue restabelecer a capacidade natural de infiltração do terreno amortecendo a vazão acrescida sobre o hidrograma local.

Figura 3 – Hidrograma de amortecimento devido à implantação de poços de infiltração.



Fonte: modificado de Tucci (1995).

2.2.7 Precipitação

A precipitação em hidrologia é entendida como toda a água proveniente do meio atmosférico que atinge a superfície terrestre. A sua disponibilidade em uma bacia durante o ano é o fator para quantificar, entre outros, a necessidade de irrigação de culturas para o abastecimento de água doméstico e industrial. Tem-se como principal importância a determinação da intensidade para o controle de enchentes e da erosão do solo (TUCCI et al., 2001).

São descritas abaixo as metodologias sugeridas para a obtenção das precipitações e vazões de projeto a serem utilizadas para o dimensionamento das redes pluviais de drenagem e dos dispositivos de controle segundo SUDERHSA (2002, p.31):

Para os projetos de redes pluviais de microdrenagem, é utilizado um bloco de chuva único, obtido diretamente da curva IDF. A vazão de projeto é obtida pelo Método Racional. Para os projetos de redes pluviais de macrodrenagem, é necessário utilizar uma chuva de projeto variável, ao longo do tempo, conforme metodologia sugerida neste capítulo. O hidrograma de projeto é obtido a partir desta chuva de projeto, pela aplicação de modelos de transformação chuva-vazão. É apresentado o Modelo de o Hidrograma Unitário Triangular (HUT) do Soil Conservation Service (SCS, 1957).

As grandezas que caracterizam o estudo da precipitação são basicamente:

- Altura pluviométrica (P)

Segundo Bertoni e Tucci (1993) apud Lima (2014), altura pluviométrica é a espessura média da lâmina d'água precipitada que recobriria a região atingida pela precipitação, admitindo-se que essa água não evaporasse, não infiltrasse, nem se escoasse para fora dos limites da região. A unidade de medição habitual é o milímetro de chuva, definido como a quantidade de chuva correspondente ao volume de 1 litro por metro quadrado de superfície.

- Duração (t)

A duração é o período de tempo contado desde o início até o fim da precipitação, expresso geralmente em horas ou minutos (PROSAB, s.d.).

- Intensidade (i)

É a precipitação por unidade de tempo, obtida como a relação $i=P/t$. A intensidade de uma precipitação apresenta a variabilidade temporal, mas, para análise dos processos hidrológicos, geralmente são definidos intervalos de tempo nos quais é considerada constante (TUCCI, 1993, apud LIMA, 2014).

- Período de retorno (T) e Frequência de probabilidade (F)

Segundo Cecílio, Reis (2006) na análise das intensidades máximas, o período de retorno ou tempo de recorrência (T) é interpretado como o número médio de anos durante o

qual se espera que a precipitação analisada seja igualada ou superada. O seu inverso é a frequência de probabilidade (F), ou seja, a probabilidade de um fenômeno ser igual ou superior ao analisado se for apresentado em um ano qualquer (probabilidade anual).

A frequência pode ser definida por:

$$F = \frac{\text{Número de ocorrências}}{\text{Número de observações}}$$

Carvalho e Silva (2006) afirma que frequência é uma estimativa da probabilidade e, geralmente, será mais utilizada quanto maior for o número de ocorrência. Para a estimativa da frequência em relação aos valores máximos, os dados observados devem ser classificados em ordem decrescente e a cada um atribui-se o seu número de ordem. Para valores mínimos, fazer o inverso. A frequência com que foi igualado ou superado um evento de ordem m é:

$$F = \frac{m}{n} \text{ ou } F = \frac{m}{n + 1}$$

A primeira equação é denominada de método da Califórnia e a segunda de Kimbal. Sendo que n, nas duas equações, é o número de anos de observação.

Carvalho e Silva (2006) também consideram a frequência como uma boa estimativa da probabilidade teórica (P) e definindo o tempo de recorrência ou período de retorno (T) como sendo o período de tempo médio, medido em anos, onde um determinado evento deve ser igualado ou superado pelo menos uma vez, tem-se a seguinte equação:

$$T = \frac{1}{F} \text{ ou } T = \frac{1}{P} \text{ ou } T = \frac{n + 1}{m}$$

2.2.8 Escoamento superficial

O escoamento superficial tem origem, fundamentalmente, nas precipitações. Ao chegar ao solo, parte da água se infiltra, parte é retirada pelas depressões do terreno e parte se escoar pela superfície. Inicialmente, a água se infiltra; tão logo a intensidade da chuva exceda a capacidade de infiltração do terreno, a água é coletada pelas pequenas depressões. Quando o nível à montante se eleva e superpõe o obstáculo (ou o destrói), o fluxo se inicia, seguindo as linhas de maior declive, formando sucessivamente as enxurradas, córregos, ribeirões, rios e reservatórios de acumulação (STUDART, 2006, apud LIMA, 2014).

Spin (1995, p.23) afirma que “o escoamento superficial abundante e rápido dos temporais cria vazões de água extremamente altas durante e imediatamente após as chuvas. A pavimentação reduz a infiltração e baixa o nível da água do subsolo”.

Diversos autores salientam a importância do escoamento superficial, pois a partir da determinação deste é possível definir o volume escoado e a vazão de enchente máxima, logo o escoamento superficial ajuda na determinação do armazenamento superficial e assim no dimensionamento de obras de drenagem. Dentre os autores citados por Lima (2014), se destacam:

- a) Hiroshi (2003) diz que o escoamento superficial é o fator mais importante do ciclo hidrológico em termos de drenagens.
- b) Brito (2006) explica que o escoamento superficial é umas das parcelas do ciclo hidrológico que tem maior significado no dimensionamento e controle da drenagem pluvial, estando sujeito ao tipo de cobertura e da sua taxa de infiltração.
- c) Leão Carvalho (2013) diz que especificamente, no meio urbano, o escoamento superficial é a fração do ciclo hidrológico mais impactante, pois eleva drasticamente os volumes e velocidades dos fluxos com consequências graves para todos.

Tucci (1998, p.100) explica que

O comportamento do escoamento superficial depende essencialmente da cobertura da bacia, de sua declividade e do sistema de drenagem. O fluxo superficial é resultado da água precipitada que não foi interceptada pela cobertura vegetal, ou retida pelos valos e não infiltrou que escoou através dos caminhos de maior declividade e menor obstrução; até encontrar um dreno melhor definido, como um ravinamento (tipo de erosão do solo causada pela ação da concentração de água de escoamento superficial, criando pequenas fissuras na superfície do solo) ou a sarjeta de uma área urbana.

O escoamento superficial tem por objetivo prático assumir a necessidade de se estimar vazões de projeto das obras de engenharia, sejam galerias, de águas pluviais, bueiros rodoviários ou mesmo vertedores de barragens, além de outros objetivos da Hidráulica Fluvial. Há diversos métodos utilizados para atender esses propósitos, os quais podem ser escolhidos de acordo com o tipo de projeto a ser estudado (NETTO et al., 1998, apud LIMA, 2014).

As grandezas que caracterizam o estudo do escoamento superficial são basicamente:

- Vazão (Q)

A vazão é a principal grandeza que caracteriza o escoamento e é normalmente expressa em m^3/s . Em hidráulica vazão é definida como o volume escoado por unidade de tempo, que se escoou por meio de um conduto livre ou forçado (HIROSHI, 2003 apud LIMA, 2014).

- Coeficiente de deflúvio ou de escoamento (C)

Segundo Netto et al. (1998), apesar do coeficiente de deflúvio ser apresentado como o resultado da ação do terreno sobre a chuva, relacionando o volume que escoar com o volume precipitado, é melhor definido como sendo a relação entre a vazão de enchente de certa frequência e a intensidade média da chuva de igual frequência.

$$C = \frac{\text{Volume total escoado}}{\text{Volume total precipitado}}$$

Existem algumas fórmulas práticas, como a de HORNER:

$$C = 0,364 \log t + 0,0042r - 0,145$$

Onde:

t = duração em minutos;

r = porcentagem impermeabilizada da área.

“Muitos são os procedimentos disponíveis para obtenção do valor de C, no entanto, a principal forma utilizada são as tabelas. Por intermédio delas, pode-se obter este valor a partir das condições típicas da área analisada”. (LIMA, 2014, p.19). No Anexo D são exibidos os valores de C, recomendados pelo Colorado Highway Department .

- Seção de drenagem (A)

“Seção de drenagem é a seção transversal de um curso d’ água, para a qual interessa determinar a variação de vazão resultante de precipitação ocorrida a montante”. (NETTO et al, 1998, p.539). A área drenada é o parâmetro determinado mais precisamente. Normalmente, utilizam-se mapas ou fotografias aéreas para essa finalidade.

- Tempo de concentração (tc)

Segundo Pinheiro (2011) citado por Lima (2014) o tempo de concentração pode ser definido como o tempo gasto para as águas do escoamento superficial percorrer toda a extensão longitudinal da bacia, a partir do início de uma precipitação efetiva; de outra forma, pode ser definido como o tempo necessário para o escoamento superficial percorrer toda a extensão longitudinal da bacia, desde as cabeceiras até a seção fluvial de referência. O tempo de concentração decorre da composição dos seguintes tipos de escoamento:

- a) Escoamento em superfície ou escoamento difuso: associado ao tempo de percurso do escoamento superficial nas cabeceiras da bacia, de forma difusa, sobre superfície onde não existem talvegues definidos, até alcançar o primeiro talvegue de concentração do fluxo.
- b) Escoamento em canais naturais: fluxo concentrado nos talvegues efêmeros ou perenes da rede hidrográfica da bacia, normalmente referenciado ao comprimento axial do curso de água principal.
- c) Escoamento em canais artificiais ou galerias: ocorre em bacias com talvegues canalizados ou nas drenagens artificiais das redes de drenagem de cavas e pilhas.

- Tempo de recorrência (T)

Segundo Carvalho e Silva (2006, p.100-101) tempo de recorrência pode ser definido como

Período de tempo médio em que um determinado evento (neste caso, vazão) é igualado ou superado pelo menos uma vez. A recomendação do número de anos a ser considerado é bastante variada: alguns autores recomendam período de retorno de 10 anos, para projetos de conservação de solos. Outros recomendam o período de retorno de 10 anos somente para o dimensionamento de projetos de saneamento agrícola, em que as enchentes não trazem prejuízos muito expressivos. E ainda, para projetos em áreas urbanas ou de maior importância econômica, recomenda-se utilizar o período de retorno de 50 ou 100 anos.

O tempo de recorrência (T) é a representação do número médio de anos durante o qual se espera que uma determinada precipitação seja igualada ou superada; por exemplo, ao se dizer que o tempo de recorrência de uma precipitação é no período de 10 anos, tem-se que, em média, deve-se esperar 10 anos para que tal precipitação seja igualada ou superada. (PAZ, 2004)

- Nível de água (h)

“O nível de água é definido como a altura atingida pela água na seção transversal do escoamento natural. É estabelecido sempre em relação a uma determinada referência. Pode ser um valor instantâneo ou corresponder à média tomada em determinado intervalo de tempo”. (BARBOSA JUNIOR, 2014, p. 95).

2.3 ELEMENTOS BÁSICOS DA HIDRÁULICA DE CANAIS NA MACRODRENAGEM

A macrodrenagem abrange o sistema de córregos urbanos, naturais ou canalizados (a céu aberto ou em galerias), que drenam áreas superiores a 4 km², onde o escoamento é gerado em regiões urbanizadas e não urbanizadas. O planejamento da drenagem urbana na macrodrenagem inclui a definição de cenários, medidas de planejamento do controle de macrodrenagem e estudos de alternativas de projeto. (SUDERHSA, 2002)

Geralmente possuem dois modelos utilizados em bacias urbanas de acordo com SUDERHSA (2002, p.117):

Módulo bacia: que calcula a partir da precipitação a vazão resultante que entra nas galerias e canais. O módulo bacia é representado por funções hidrológicas de determinação do escoamento que chega nos condutos da macrodrenagem através de algoritmos como: perdas iniciais, infiltração e a propagação do escoamento superficial. Alguns exemplos de modelos que tratam somente deste módulo são IPH II (Tucci et al., 1981) e SCS (SCS, 1975). No Módulo bacia o modelo deve possuir condições de representar os cenários de urbanização nas bacias hidrográficas e a representação das condições de infiltração, conforme o tipo e uso do solo. Módulo de rios, canais, galerias e reservatórios: que transporta o escoamento através de canais, galerias e detenções. Este módulo possui várias alternativas. Quando a simulação não considera os efeitos de jusante no escoamento de montante e avalia apenas a capacidade do canal, a representação do transporte em condutos e canais pode ser realizado pelo Modelo de MuskingunCunge. Quando no escoamento ocorrem efeitos de jusante, remanso e escoamento sob pressão o modelo de transporte deve ser hidrodinâmico com fenda de Preismann. O escoamento nas detenções pode ser representado pelo modelo de Puls.

O escoamento em condutores livres para Carvalho, Mello e Silva (2007) são condutos em que a parte superior do líquido está sob pressão atmosférica. Em qualquer método de irrigação a água tem que ser conduzida da captação até a parcela irrigada. Nota-se, desta maneira, a importância da condução de água no meio rural. Na maioria dos projetos, a área é conduzida em condutos livres ou canais de seção geométrica variada.

Segundo Ramos et al (1999, p.97), o escoamento em canal é, por definição, “aquele que se dá a superfície livre, ou seja, com uma fronteira exposta à atmosfera. Tradicionalmente, classificam-se os escoamentos em canais como permanentes, (nos quais as grandezas ρ , G e t são desprezíveis), e não permanentes.” Dependendo da relação entre magnitude das forças de inércia e gravitacionais, os escoamentos são também divididos em subcríticos, críticos e supercríticos. O parâmetro utilizado para isto é o número de Froude:

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \cdot y}}$$

Onde:

V velocidade característica do escoamento; y profundidade hidráulica, definida como sendo a área da seção de escoamento dividida pela largura superficial.

Se $F = 1$ atinge-se o estado crítico; as forças de inércia e gravitacionais estão em equilíbrio.

Se $F < 1$ o escoamento é subcrítico predominando as forças gravitacionais.

Se $F > 1$ o escoamento está em estado supercrítico, e as forças de inércia são predominantes.

Segundo Carvalho, Mello e Silva (2007) existem várias equações para o cálculo da velocidade média da água (v) em um canal, porém a mais utilizada é a equação de Chezy - Manning.

$$v = \frac{1}{n} \cdot Rh^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

Onde:

Rh = raio hidráulico (A/P);

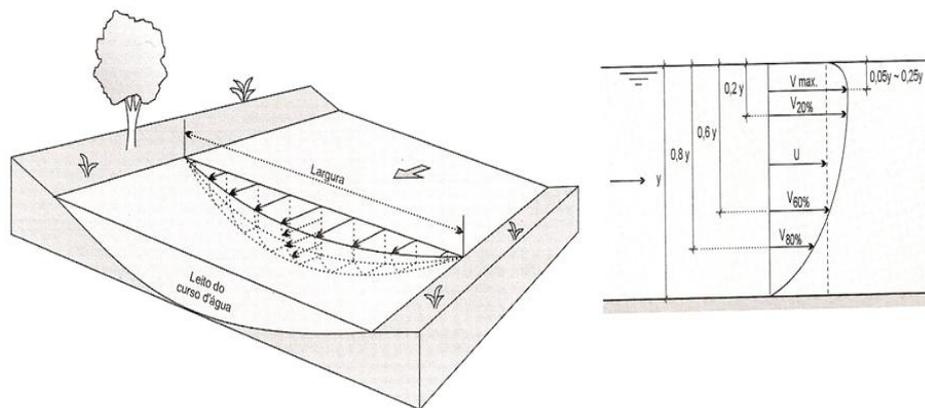
S = declividade do canal, m.m-1.

C= coeficiente de Chezy;

n = é uma característica da rugosidade da superfície conforme o conduto escolhido

Para a distribuição de velocidades é não uniforme na seção transversal de condutos livres devido ao atrito do líquido com o ar e com as paredes do conduto. As velocidades aumentam da margem para o centro e do fundo para a superfície, conforme a Figura 4.

Figura 4 – Representação da distribuição das velocidades em um canal.



Fonte: Oliveira (2013).

2.3.1 Elementos Geométricos

Em relação a função da seção transversal de escoamento, “os canais são denominados artificiais ou regulares, quando a forma geométrica da seção obedece a uma lei conhecida e, naturais, quando a forma geométrica desenvolveu-se através de processos naturais.” Conforme Ramos et al. (1999, p.98), onde diz ainda que as propriedades do escoamento nos canais são “relacionadas com a seção transversal”, onde são denominadas de “parâmetros hidrogeométricos”.

Essas propriedades são citadas abaixo conforme o mesmo autor anterior, onde mostra as características e dados de um canal.

a) Profundidade (y): Distância vertical entre o fundo da seção e o nível d'água. Também é usual a referência à profundidade "d" na seção, que é a medida entre o fundo da seção e o nível d'água, perpendicular ao fundo da seção. A relação entre d e y é dada por $y = d/\cos q$, onde q é o ângulo entre o fundo e a horizontal.

b) Cota do Nível d'água (h): Elevação do nível d'água em relação a uma referência. Em geral, $h = (y+z)$, onde z é a elevação do fundo da seção.

c) Largura superficial (B): Largura da seção medida na superfície livre.

d) Área molhada (A): Área da seção transversal do escoamento.

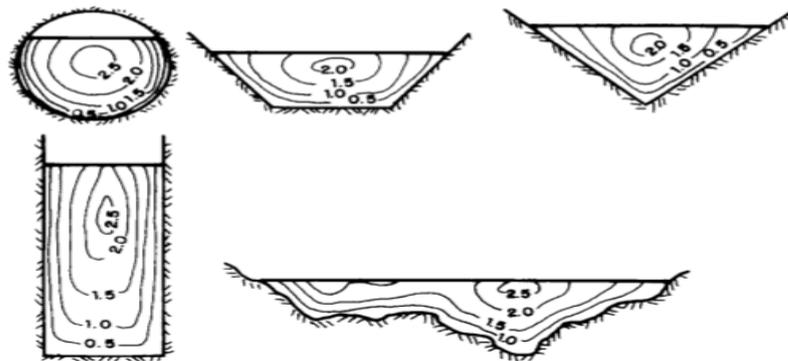
e) Perímetro molhado (P): Comprimento linear da interface fluido-contorno.

f) Raio hidráulico (R_h): Relação entre área e perímetro molhados.

A Figura 5 ilustra estas distribuições, de acordo com Ramos et. al (1999). Como resultado disso, a energia cinética do escoamento $V^2/2g$ e sua quantidade de movimento QV/g , sendo g a aceleração da gravidade, são na realidade maiores do que aquelas determinadas considerando-se apenas a velocidade média V . Introduzem-se para correção, os coeficientes a e b de Coriolis obtidos a partir das expressões abaixo, sendo v a velocidade local:

$$a = \frac{\int v^3 dA}{v^3 \cdot A} \quad b = \frac{\int v^2 dA}{v^2 \cdot A}$$

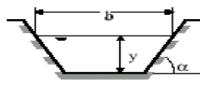
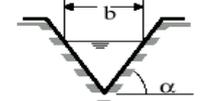
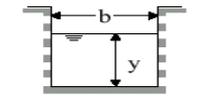
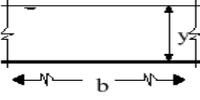
Figura 5 – Distribuição de velocidade em seções típicas nos canais.



Fonte: Chow (1973) apud. Ramos et al. (1999, p.99).

Na Figura 6 são apresentadas algumas seções transversais de canais artificiais que são geralmente utilizados, onde a distribuição de velocidade na seção transversal de um canal depende, entre outros fatores, da forma da seção, rugosidade das paredes e presença de bermas (RAMOS et. al, 1999).

Figura 6 – Elementos das seções transversais.

Forma	Seção	Área de Escoamento, A	Perímetro Molhado, P	Raio Hidráulico, R
Trapezoidal		$y(b + y \cdot \cotg \alpha)$	$b + \frac{2y}{\text{sen } \alpha}$	$\frac{y(b + y \cdot \cotg \alpha)}{b + \frac{2y}{\text{sen } \alpha}}$
Triangular		$y^2 \cotg \alpha$	$\frac{2y}{\text{sen } \alpha}$	$\frac{y \cdot \cos \alpha}{2}$
Retangular		by	$b + 2y$	$\frac{by}{b + 2y}$
Fundo Largo e Plano		by	b	y
Circular		$(\alpha - \text{sen } \alpha) \frac{D^2}{8}$	$\frac{\alpha D}{2}$	$\frac{D}{4} \left(1 - \frac{\text{sen } \alpha}{\alpha}\right)$

Fonte: Chow (1973) apud. Ramos et al. (1999, p.99).

2.3.2 Energia

O princípio básico que rege o escoamento em canais é o da conservação da energia total, expresso pela Lei de Bernoulli. “Originada da análise do movimento da partícula elementar e integrada ao longo da seção onde a distribuição de pressões é admitida hidrostática e a velocidade em termos médios.” (RAMOS et. al 1999, p.99)

Segundo Carvalho, Mello e Silva (2007), o teorema de Bernoulli, diz que: “Ao longo de qualquer linha de corrente é constante a somatória das energias cinética ($v^2/2g$), piezométrica (p/γ) e potencial (z)”. É importante notar que cada um desses termos pode ser expresso em unidade linear, constituindo o que se denomina “carga” ou altura ou energia por unidade de peso.

A expressão seria dessa forma:

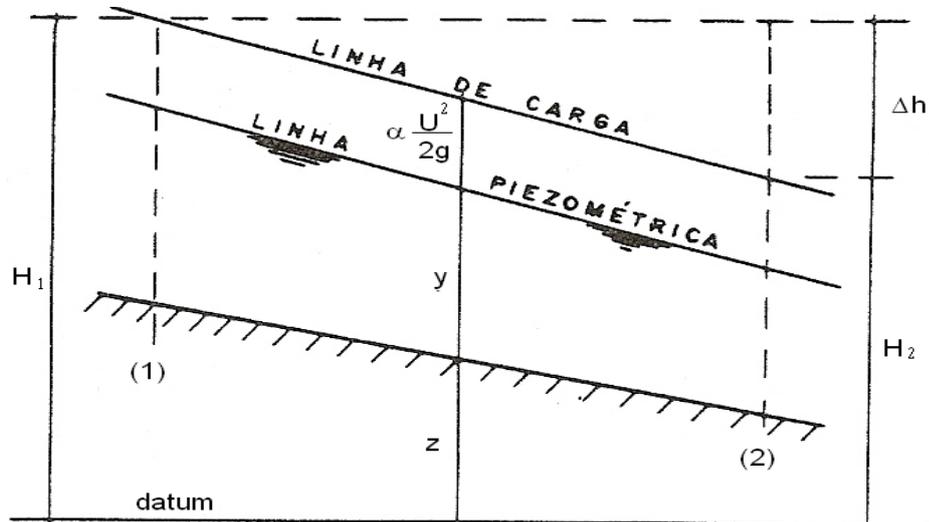
$$H = \frac{a \cdot V^2}{2 \cdot g} + \frac{d}{\cos q} + z$$

Onde: H é a energia total por unidade de peso do fluido.

$$\text{Como: } U = \frac{Q}{A} \therefore U^2 = \frac{Q^2}{A^2} \quad \text{Logo: } E = y + \frac{Q^2}{2gA^2}$$

Segundo Costa e Lança (2001, p.7), com relação a energia específica, “em qualquer secção transversal de um canal a carga media é a soma das três cargas” (Figura 7):

Figura 7 – Energia total na seção transversal de um canal.



Fonte: Costa, Lança (2001).

Considerando que:

α - Coeficiente de Coriolis ~ 1 .

$1,0 < \alpha < 1,1$ – Esc. Turbulentos

$1,03 < \alpha < 1,36$ – Esc. Livres

2.3.3 Cálculo da Linha d'água

De acordo com Ramos et. al (1999), o princípio que permite a determinação da linha d'água é o da conservação da energia, podendo variar de um método de cálculo para outro apenas a forma da resolução numérica. São apresentadas duas variantes de um método numérico consagrado que permite calcular passo a passo ou a distância em que ocorrerá um determinado nível, ou o nível da superfície livre para uma dada seção. Estas formas de cálculo são conhecidas no jargão técnico como sendo respectivamente o "Direct Step Method" e o "Standard Step Method". A equação que descreve a conservação da energia entre duas seções (ver Figura 8), é a seguinte:

$$z_1 + y_1 + \frac{\alpha \cdot V_1^2}{2 \cdot g} = z_2 + y_2 + \frac{\alpha \cdot V_2^2}{2 \cdot g} + \Delta H_{1-2}$$

Onde:

z - cota do leito na seção de cálculo;

y - profundidade na seção de cálculo;

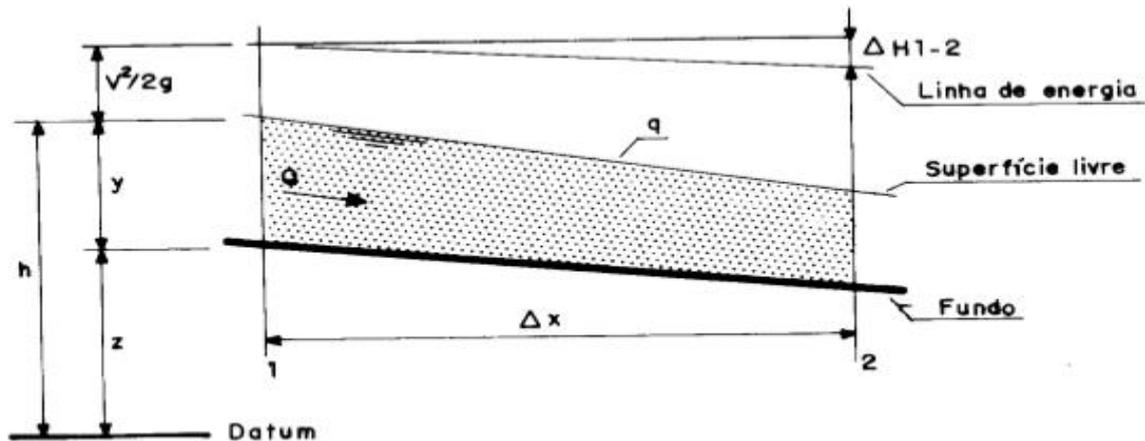
V - velocidade média na seção de cálculo;

a - coeficiente de Coriolis;

g - aceleração da gravidade;

ΔH_{1-2} – perda de carga entre as duas seções de cálculo consecutivas.

Figura 8 - Esquema da variação da linha de energia para escoamentos com superfície livre.



Fonte: Ramos et al. (1999, p.105)

2.3.4 Regime de Escoamento

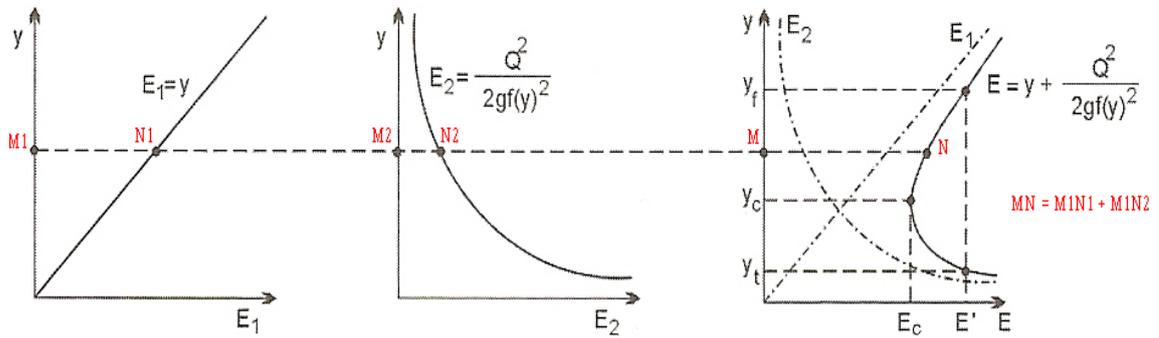
Sendo a vazão constante e a área da seção função da profundidade, $A = f(y)$, a energia específica dependerá apenas de y e então:

$$E = y + \frac{Q^2}{2g[f(y)]^2}$$

Esta expressão permite estudar a variação da energia específica em função da profundidade, para uma vazão constante.

Observa-se na Figura 9, de acordo com Costa e Lança (2001), que para a curva E_{xy} , uma dada vazão existe um valor mínimo (E_c) da energia específica que corresponde ao valor (y_c) da profundidade E_c (energia crítica) e y_c (profundidade crítica). E para dado valor $E' > E_c$ da energia específica, existem dois valores de profundidade y_f e y_t , da profundidade: Regime Fluvial ou Subcrítico, que tem como características baixas velocidades e altas profundidades, Regime crítico ($Y = y_c$), e Regime Torrencial ou Supercrítico, que tem como características altas velocidades e baixas profundidades.

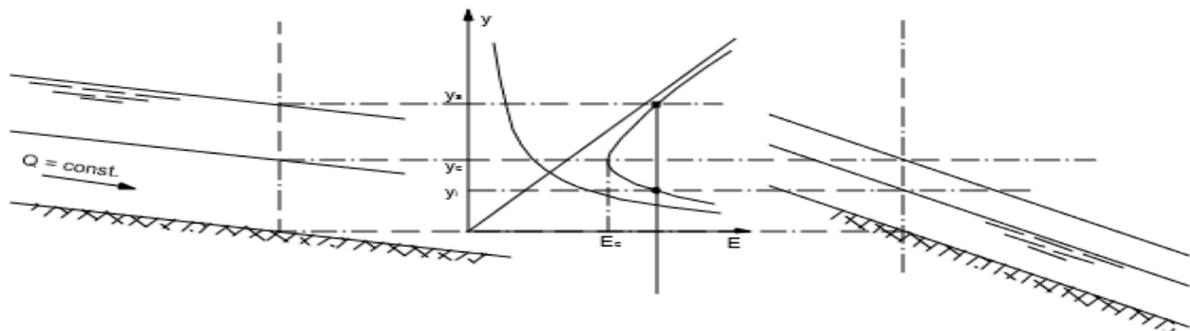
Figura 9 – Variação da energia específica em função da profundidade (y).



Fonte: Costa, Lança (2001).

Cada vazão “Q” que escoar no canal determina uma curva de energia. Assim, uma dada profundidade “ y_i ” pode ser **crítica**, **subcrítica** ou **supercrítica** dependendo da vazão transitante no canal. Observa-se que aumentando a declividade do canal, o valor de y diminui e vice-versa. Em consequência, a ocorrência de um dos regimes fica condicionada à declividade do canal (Figura 10)(COSTA, LANÇA, 2001).

Figura 10 – Declividade Crítica



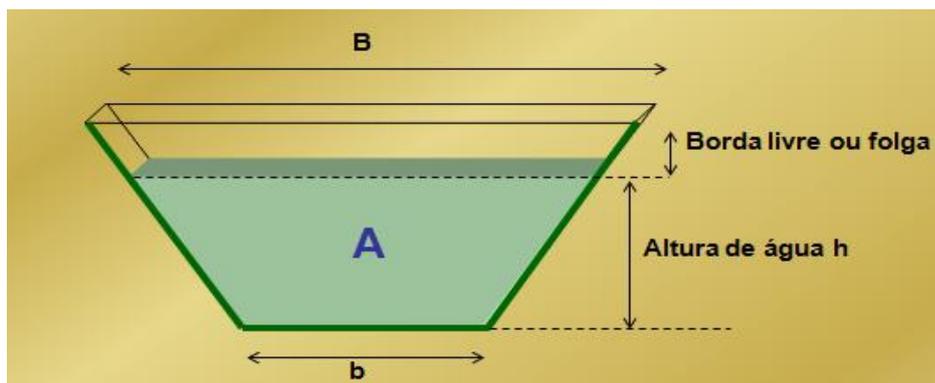
Fonte: Costa, Lança (2001).

2.3.5 Elementos que caracterizam os canais

2.3.5.1 Seção transversal e área molhada

Conforme Oliveira (2013), a seção transversal (S) engloba toda a área de escavação para construção do canal (definida pela linha verde); a seção molhada (A) é aquela ocupada pela água durante o escoamento e pode variar de acordo com a vazão do canal, conforme a Figura 11 abaixo.

Figura 11 – Seção Transversal (S) e Área Molhada.



Fonte: Oliveira (2013).

A seção Transversal Trapezoidal pode ser calculada por uma dessas fórmulas conforme Martins (2013):

$$S = \frac{B+b}{2} * h$$

2.3.5.2 Perímetro molhado

O perímetro molhado é o comprimento da fronteira sólida do conduto em contato com o fluido. Onde pode ser obtido por meio da fórmula a baixo, observando que quanto maior o perímetro molhado de um canal, maior será a superfície de contato entre a água que escoar e as paredes; o atrito ocasionado por este contato contribui para reduzir a velocidade média do escoamento. (Martins, 2013)

$$P = b + 2 * h \sqrt{m^2 + 1}$$

2.3.5.3 Raio Hidráulico

Raio hidráulico é a relação entre a seção molhada (A) e o perímetro molhado (P) de um canal. (Martins, 2013)

$$Rh = \frac{A}{P}$$

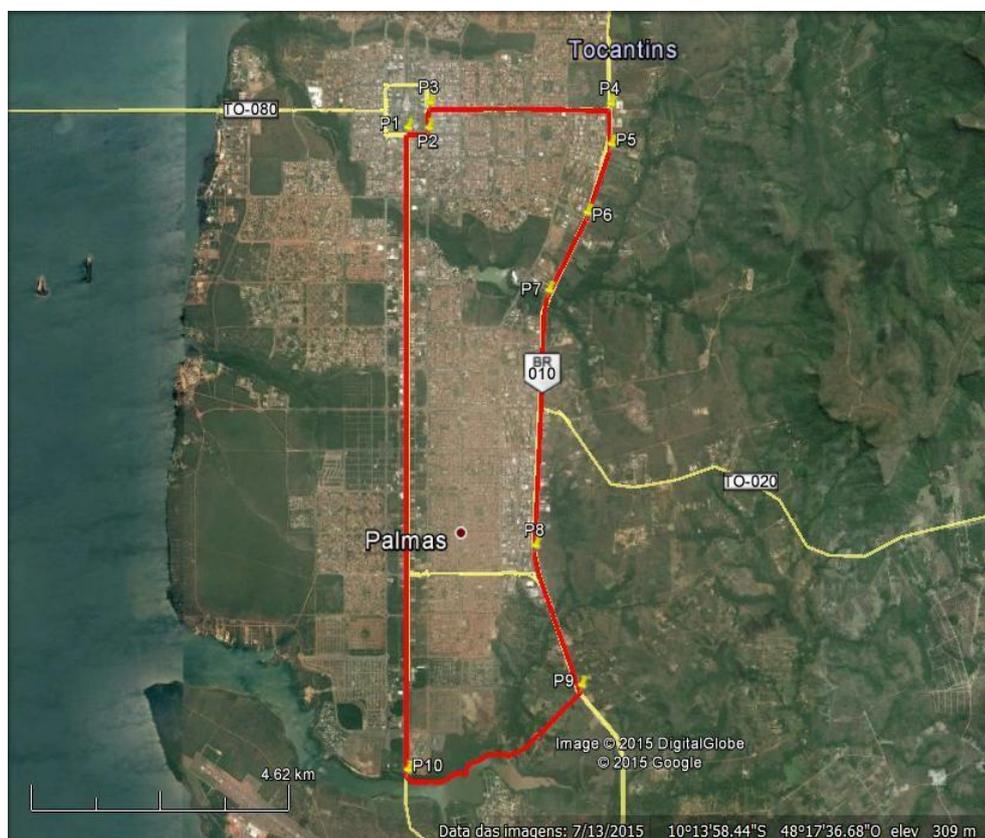
3 METODOLOGIA

O estudo foi realizado por métodos exploratórios a fim de levantar dados do objeto de estudo descritos no planejamento metodológico. Quanto à finalidade deste projeto foi feita uma pesquisa aplicada voltada para fins práticos, com objetivo de solucionar os problemas de alagamento da cidade de Palmas/TO no período chuvoso, buscando reduzir a exposição da população e das propriedades ao risco de inundações, preservar o tráfego (veículos e pedestres) e controlar a erosão no plano urbano de Palmas. Sua abordagem foi quantificar o volume de água em um determinado período de tempo precipitado de chuva escoando-se diretamente no canal aberto. Nessa área escolhida como objeto de estudo foi explorada diante da criação de hipóteses e vistas explícitas, onde foram analisadas as maiores vazões.

3.1 ÁREA DE PROJETO

A área de projeto localiza-se na cidade de Palmas, Tocantins, com aproximadamente 132.822.383,7 m² e um perímetro de 106.758,28 m. A área foi determinada na parte sudeste da cidade, local identificado na poligonal em vermelho mostrada na Figura 12, onde foi escolhida para o projeto de captação e escoamento d'água em um conduto livre como amostra para a validação dos resultados, mediante aos estudos estatísticos e qualitativos.

Figura 12 – Localização da área de projeto (toda a parte vermelha marcada indica a localização de estudo).



A área de estudo está entre as coordenadas geográficas de acordo com os pontos identificados na Tabela 4. Onde foi escolhida a fim de dividir a drenagem urbana em leste/oeste, segurando metade do escoamento da área sul da cidade.

Tabela 4 – Marcadores e Coordenadas Geográficas

Pontos	Coordenadas Geográficas	
	Latitude	Longitude
P1	10°11'18.25"S	48°20'1.28"O
P2	10°11'18.33"S	48°19'48.98"O
P3	10°11'4.39"S	48°19'48.25"O
P4	10°11'4.60"S	48°18'2.02"O
P5	10°11'26.68"S	48°18'1.70"O
P6	10°12'4.46"S	48°18'15.43"O
P7	10°12'47.16"S	48°18'37.60"O
P8	10°15'7.44"S	48°18'44.43"O
P9	10°16'24.00"S	48°18'16.94"O
P10	10°17'11.42"S	48°19'58.79"O

Fonte: Acesso a Google Earth (2015).

3.2 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DA ÁREA DE ESTUDO

Para o estudo da área apresentada, foi necessário encontrar as bacias hidrográficas contribuintes, para análise de vazões, escoamento e tipo de solo. Além de analisar também a ocupação urbana presente nelas, observando áreas preservadas, o comportamento do crescimento da cidade e o tempo de retorno estudado.

3.2.1 Bacias Hidrográficas Contribuintes

A área de estudo está abrangida por três bacias contribuintes, sendo elas a Bacia do Córrego Brejo Comprido, Bacia Córrego do Prata e Bacia Ribeirão Taquaruçu Grande, como mostra a Figura 13.

Figura 13 – Bacias de contribuição.



A área de contribuição de cada uma foram analisadas dividindo em quadras habitadas, não habitadas, área pavimentada e unidades de conservação preservada.

3.2.2 Ocupação Urbana

Em relação à taxa de ocupação, foi analisado o tempo de ocupação, verificado na Tabela 5, onde conforme Tucci (2001), o sistema de macrodrenagem. O tempo de retorno será de 5 à 25 anos, ou seja, para esse tempo previsto, as análises de todo este projeto será dentro desse intervalo de anos.

Tabela 5 - Períodos de retorno (T) para sistemas urbanos.

Tipo de obra	Tipo de ocupação da área	Intervalo	Valor Freqüente
Microdrenagem	Residencial	2 - 5	2
	Comercial	2 - 5	5
	Áreas com edifícios de serviços ao público	2 - 5	5
	Aeroportos	5 - 10	5
Macrodrenagem	Áreas comerciais e Avenidas	5 - 10	10
	Áreas comerciais e residenciais	5 - 25	10
	Zoneamento de áreas ribeirinhas	5 - 100	100

Fonte: Tucci (2001).

As áreas de ocupação foram comparadas junto à área total do local de estudo, dessa forma, para cada sub-bacia foi somado as suas respectivas áreas, onde foi observada a taxa de ocupação em relação ao tempo previsto.

3.2.2 Precipitação

Foi utilizado como critério a precipitação máxima diária do mês de Janeiro, de 1994 à 2013, com base nos dados da Estação Pluviométrica localizada na Quadra 212, Plano Diretor Sul. Dentre esses 19 anos foi encontrado a maior precipitação e sua probabilidade de ocorrência.

3.3 CÁLCULO DA VAZÃO PELO MÉTODO SCS

O passo a passo de como foi feito os cálculos pelo método SCS (*Soil Conservation Service*) são basicamente:

- a) Permeabilidade do solo (CN);
- b) Parâmetro de armazenamento (S);
- c) Vazão efetiva;
- d) Declividade (s) e Tempo de concentração (tc);
- e) Vazão máxima.

Para a estimação do volume de escoamento superficial (vazão efetiva), foram analisadas as condições de permeabilidade do solo urbano, considerando o seu tipo de cobertura, dados pelo valor do número de curva (CN), vide Anexo C.

Segundo a PMSB (2014), para o número de curva (CN) nas áreas urbanas, foram considerados valores de CN=85 que corresponde ao valor máximo da faixa central de curva CN (Solo C), considerados a cobertura do solo tipo calçadas e telhados. Para a área não urbana e unidades de conservação, o CN adotado foi de 62, que corresponde à faixa intermediária para solos B, e para áreas pavimentadas, foi considerado CN de 98 (solos tipo D).

Desta forma, conforme as limitações da área de estudo, foram pegos os levantamentos para cada bacia atuada sobre ela, levando-se em consideração a alteração tanto dos valores de CN como das áreas atualmente desocupadas na zona urbana que passarão a serem áreas urbanizadas. Que de acordo com PMSB (2014), para áreas urbanas o valor de CN 85 foi alterado para 91 (acréscimo devido à impermeabilização); para áreas não urbanas passaram a ser consideradas como urbanizadas o CN 62 foi para 91.

Foi feito a média aritmética e ponderada entre os valores de CN, comparando os valores obtidos.

Tucci (1998) cita que para a determinação da capacidade máxima superior do solo (S), a expressão é:

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

Ou seja, quanto maior o CN, menor a capacidade de absorção do solo (menor infiltração), resultando em um maior escoamento. Como o objetivo foi determinar os pontos críticos de maior escoamento, foi calculado o parâmetro S médio pela média ponderada de cada sub-bacia.

A vazão efetiva (escoamento) foi encontrada utilizando os dados de precipitação máximos diários em cada ano, junto ao parâmetro S das três sub-bacias abrangentes. Com isso, pelas fórmulas adotadas para encontrar esse escoamento, de acordo com Oliveira (2015, p. 54), será:

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a + S)} \quad \text{Se o valor de } P > I_a \quad \left. \vphantom{Q} \right\} \text{ Sendo que } I_a = \frac{S}{5}$$

$$Q = 0 \quad \text{Se o valor de } P \leq I_a \quad \left. \vphantom{Q} \right\}$$

Onde:

Q = escoamento em mm

P = chuva acumulada em mm

I_a = Perdas iniciais

S = parâmetro de armazenamento

O próximo passo foi encontrar o tempo de concentração em horas para o cálculo da vazão de projeto. Para isso foi preciso encontrar a declividade do curso d'água principal abrangente, que nesse caso foi o Córrego Brejo Comprido, e o seu comprimento.

Para o tempo de concentração (t_c), de acordo com Oliveira (2015), a fórmula utilizada foi:

$$t_c = 7,68 \cdot \left(\frac{L}{s^{0,5}} \right)^{0,79}$$

Sendo que o L (comprimento do rio) é em quilômetros, e o "s" é a declividade do rio do curso d'água principal em metros.

Para o cálculo da vazão máxima, foi calculada pela fórmula abaixo, onde foi comparado o maior valor entre as três bacias.

$$Q \text{ (m}^3\text{/s)} = A \cdot Q_{\text{efet.}} / t_c$$

Onde:

A = área da bacia (m²)

Q_{efet.} = Vazão efetiva;

t_c = tempo de concentração

3.4 CÁLCULO DA VAZÃO PELO MÉTODO RACIONAL

O passo a passo de como foi feito os cálculos pelo método Racional são basicamente:

- a) Intensidade (mm/h);
- b) Coeficiente de escoamento (C);
- c) Tempo de concentração (O mesmo calculado no método anterior);
- d) Vazão máxima (Q) em relação ao Tempo de Retorno (TR).

A vazão calculada pelo o método Racional é utilizada em áreas pequenas, menores que 4km², conforme Tucci (2001), onde a equação é basicamente:

$$Q = (C.I.A)/t_c$$

Onde:

Q = Vazão em m³/s

C = Coeficiente de escoamento superficial

I = Intensidade da chuva em mm/h

Primeiramente, foi determinada a intensidade pela Curva de Intensidade, Duração e Frequência (IDF), que de acordo com o PLÚVIO 2.1 – GPRH, a equação empírica de Palmas é dada por:

$$I = \frac{5958,922 \cdot TR^{0,173}}{(t_d + 35,301)^{1,043}}$$

Onde:

TR = Tempo de retorno

T_d = Tempo de duração em minutos

O tempo de retorno utilizado foi de 5 à 25 anos conforme a Tabela 7 mostrada anteriormente, e o tempo de duração foi até 60 minutos. Dessa forma, foi encontrado os valores de “I” para cada ano.

Após a determinação da intensidade foi calculado a média do coeficiente de escoamento superficial, que de acordo com Goldenfum e Tucci (1996), na Tabela em Anexo D, o valor de C é encontrado subseqüente à superfície de infiltração do solo. Considerando as condições futuras de ocupação urbana, puderam-se encontrar os valores médios desse coeficiente.

3.5 CÁLCULO DO CANAL DE DRENAGEM

Conforme o planejamento, após encontrar a maior vazão, foi projetado um canal para receber todo esse volume d'água vindo da área escolhida para projeto a fim de obter resultados de qualidade e desenvolvimento de drenagem urbana para o combate de enchentes.

3.5.1 Dimensionamento do perfil transversal

Primeiramente foi feito uma análise de dimensionamento para ver qual a geometria melhor para se adotar no projeto. Que para isso foi utilizado as seguintes fórmulas, conforme Oliveira (2015):

$$Q = A \cdot \frac{R_h^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n} \quad R_h = \frac{A}{P} \quad K = \frac{n \cdot Q}{S^{1/2}}$$

Onde:

Q = vazão de projeto (m³/s);

A = área da seção molhada do canal;

Rh = Raio hidráulico (relação de escoamento e Perímetro molhado);

S = declividade (m/m);

n = coeficiente empírico de Manning.

K = relação entre características físicas da bacia e geológicas.

Obs.:

- O valor de K deve ser igual ou aproximadamente igual ao valor de $A \cdot R_h^{2/3}$;
- Quanto à natureza das paredes do canal foi adotado o revestimento em concreto muito bom (ver Anexo E), que será igual à 0,012.

4.5.1 Dimensionamento do perfil longitudinal

Para o dimensionamento longitudinal do canal trapezoidal foi determinado primeiramente a sua declividade. Onde conforme o autor PIZA(2013,P14), a declividade mínima e limite para o transporte de sedimento é conforme o tipo de canais (Tabela 6):

Tabela 6 – Tipo de Declividade.

Tipo declividade (m/m)	
Canais de navegação	até 0,00025
Canais industriais	0,00040 a 0,00050
Canais de irrigação pequenos	0,00060 a 0,00080
Canais de irrigação grandes	0,00020 a 0,00050
Aquedutos de água potável	0,00015 a 0,00100

Fonte: PIZA (2013, p14).

A velocidade ocorre em função da declividade encontrada no canal, então foi possível estabelecer parâmetros a partir dela, que de acordo com OLIVEIRA (2015, p62)

$$V = \frac{Rh^{2/3} \cdot I^{1/2}}{n}$$

Onde:

V: é a velocidade média do escoamento (m/s);

Rh: é o raio hidráulico do canal (m);

I: é a declividade do fundo do canal (m/m);

n: é um coeficiente dado em função da rugosidade das paredes e do fundo do canal

A velocidade mínima de um conduto livre para o autor PIZA(2013) é delimitado pela “capacidade da água de transportar sedimentos”. Dessa forma, “para evitar o depósito de sedimentos, são comumente adotadas as seguintes velocidades”:

- Águas com suspensões finas 0,30 m/s;
- Águas carregando areias finas 0,45 m/s;
- Águas de esgoto 0,60 m/s;
- Águas pluviais 0,75 m/s.

Segundo a SMO (2010, p18), a velocidade máxima admissível para canais de talude e fundo em concreto é de 5,00m/s.

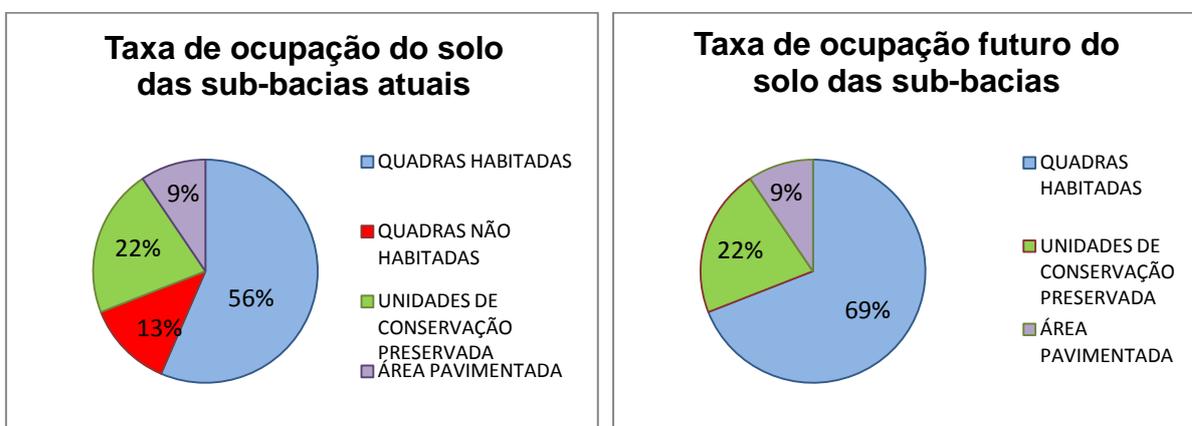
Segundo esse contexto, foi determinado o pela declividade o corte e aterro longitudinal da topografia, seguindo as cotas máximas e mínimas do terreno.

4 RESULTADOS

4.1 OCUPAÇÃO URBANA

As áreas de ocupação foram comparadas junto à área total do local de estudo, dessa forma, para a Bacia Córrego Brejo Comprido possui área de 11,79km², a Bacia Córrego do Prata de 6,06km² e Bacia Ribeirão Taquaruçu Grande com 8,73km², somando uma área total de 26,58km². Onde de acordo com os gráficos 1-a e 1-b, pode-se observar a taxa de ocupação decorrente ao tempo previsto.

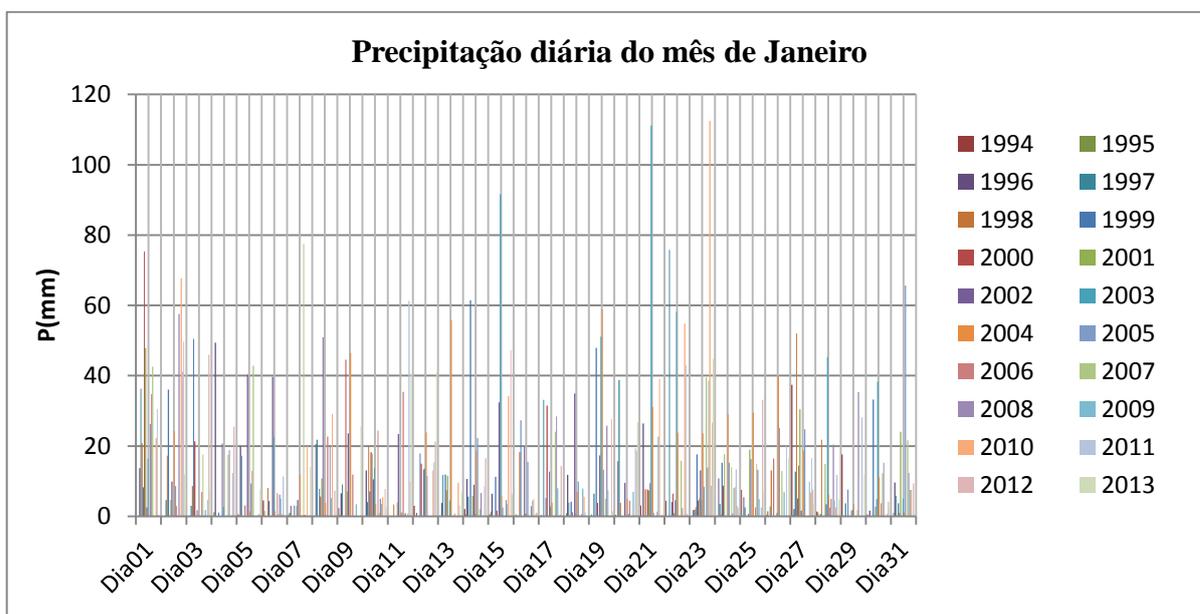
Gráfico 7 – a) Taxa de ocupação do solo das sub-bacias atuais; b) Taxa de ocupação futuro do solo das sub-bacias.



4.1 PRECIPITAÇÃO

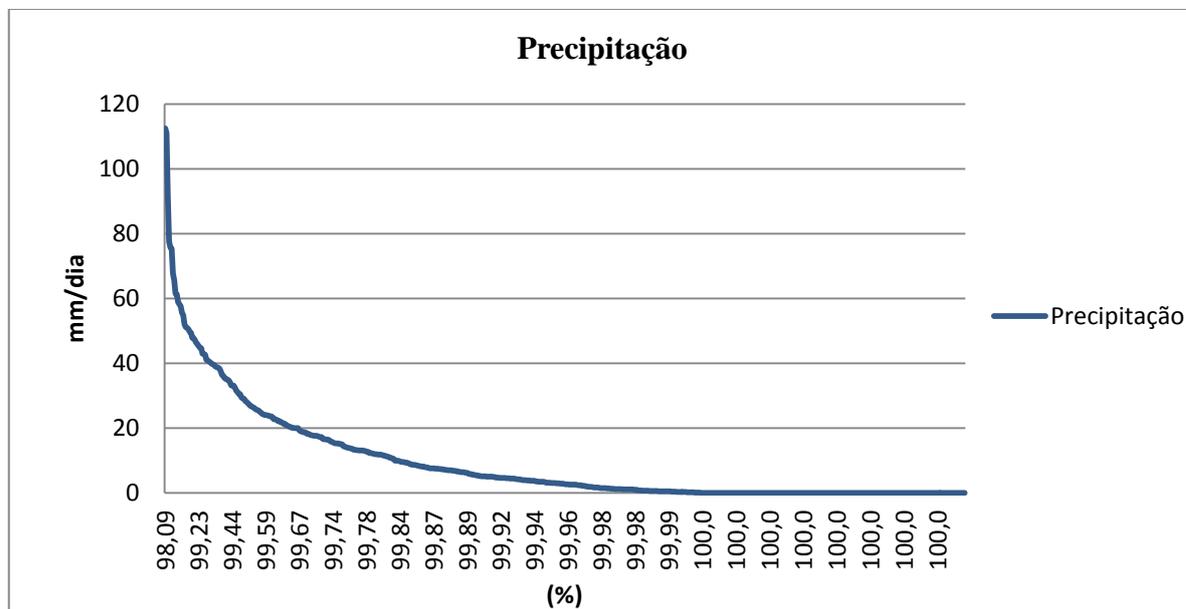
Conforme o Gráfico 2, a maior precipitação foi no dia 23 de Janeiro de 2010, com máxima de 112,5mm de chuva.

Gráfico 8 – Precipitação diária do mês de Janeiro (1994-2013).



A probabilidade de a precipitação máxima encontrada ocorrer no período de 20 anos é de 98%, como pode se ver no Gráfico 3.

Gráfico 9 – Precipitação.



4.2 CÁLCULO DA VAZÃO PELO MÉTODO SCS

Conforme a metodologia procede a baixo o passo a passo do método SCS (*Soil Conservation Service*).

a) Permeabilidade do solo (CN): De acordo com a Tabela 7, os CN's atuais e futuros maiores foram adquiridos pela média ponderada, podendo assim dizer que foram calculados os dados de escoamento pelo maior CN obtido em cada bacia, resultando em uma maior vazão efetiva.

Tabela 10 – Valores do CN para as Sub-bacias.

CÁLCULO DO CN ATUAL							
BACIAS	OCUPAÇÃO	ÁREA DA SUB-BACIA (km ²)	ÁREA DE OCUPAÇÃO (km ²)	%	CN	CN ATUAL (média)	CN ATUAL (média ponderada)
BACIA CÓRREGO BREJO COMPRID O	QUADRAS HABITADAS	11,79	7,32	62,04	85	76,75	80,12
	QUADRAS NÃO HABITADAS	11,79	1,22	10,38	62		
	UNIDADES DE CONSERVAÇÃO PRESERVADA	11,79	1,99	16,89	62		
	ÁREA PAVIMENTADA	11,79	1,26	10,68	98		
BACIA CÓRREGO	QUADRAS HABITADAS	6,06	4,33	71,43	85	81,67	84,98
	QUADRAS NÃO	6,06	0,63	10,37	62		

DO PRATA	HABITADAS						
	ÁREA PAVIMENTADA	6,06	1,10	18,20	98		
BACIA RIBEIRÃO TAQUARUÇU GRANDE	QUADRAS HABITADAS	8,73	3,36	38,50	85	76,75	71,44
	QUADRAS NÃO HABITADAS	8,73	1,49	17,07	62		
	UNIDADES DE CONSERVAÇÃO PRESERVADA	8,73	3,73	42,79	62		
	ÁREA PAVIMENTADA	8,73	0,14	1,63	98		

CÁLCULO DO CN DAQUI 20 ANOS

BACIAS	OCUPAÇÃO	ÁREA DA SUB-BACIA (km ²)	ÁREA DE OCUPAÇÃO (km ²)	%	CN	CN FUTURO (média)	CN FUTURO (média ponderada)
BACIA CÓRREGO BREJO COMPRIDO	QUADRAS HABITADAS	11,79	8,54	72,43	91	83,67	86,85
	UNIDADES DE CONSERVAÇÃO PRESERVADA	11,79	1,99	16,89	62		
	ÁREA PAVIMENTADA	11,79	1,26	10,68	98		
BACIA CÓRREGO DO PRATA	QUADRAS HABITADAS	6,06	4,95	81,80	91	94,50	92,27
	ÁREA PAVIMENTADA	6,06	1,10	18,20	98		
BACIA RIBEIRÃO TAQUARUÇU GRANDE	QUADRAS HABITADAS	8,73	4,85	55,57	91	83,67	78,70
	UNIDADES DE CONSERVAÇÃO PRESERVADA	8,73	3,73	42,79	62		
	ÁREA PAVIMENTADA	8,73	0,14	1,63	98		

b) Parâmetro de armazenamento (S): Os valores encontrados pela média ponderada dos valores de S foram os seguintes (Tabela 8):

Tabela 11 – Parâmetro S

Parâmetro de Armazenamento (S)				
BACIAS	CN ATUAL (média)	S	CN ATUAL (média ponderada)	S (cn média pond.)
BACIA CÓRREGO BREJO COMPRIDO	76,75	76,94	80,12	63,02
BACIA CÓRREGO DO PRATA	81,67	57,01	84,98	44,89
BACIA RIBEIRÃO TAQUARUÇU GRANDE	76,75	76,94	71,44	101,54
BACIAS	CN FUTURO (média)	S	CN FUTURO (média ponderada)	S (cn média pond.)
BACIA CÓRREGO BREJO COMPRIDO	83,67	49,57	86,85	38,46
BACIA CÓRREGO DO PRATA	94,50	14,78	92,27	21,28
BACIA RIBEIRÃO TAQUARUÇU GRANDE	83,67	49,57	78,70	68,74

c) Vazão efetiva: Os escoamentos máximos obtidos em cada sub-bacia conforme a Tabela 9, em milímetros, foi no ano de 2010, pois foi o ano de maior precipitação, 112,5mm de chuva.

Tabela 12 – Vazão efetiva (mm)

CÁLCULO VAZÃO EFETIVA PARA CONDIÇÕES ATUAIS DA SUB-BACIA					
Sub-bacias	Anos	Precipitação/diário de Janeiro	S	Ia	Qefet. (mm)
BACIA CÓRREGO BREJO COMPRIDO	2010	112,5	63,02	12,60	61,25
BACIA CÓRREGO DO PRATA	2010	112,5	44,89	8,978	72,21
BACIA RIBEIRÃO TAQUARUÇU GRANDE	2010	112,5	101,54	20,31	43,87
CÁLCULO VAZÃO EFETIVA PARA CONDIÇÕES FUTURAS DA SUB-BACIA					
Sub-bacias	Anos	Precipitação/diário de Janeiro	S	Ia	Qefet. (mm)
BACIA CÓRREGO BREJO COMPRIDO	2010	112,5	38,46	7,692	76,67
BACIA CÓRREGO DO PRATA	2010	112,5	31,28	6,256	82,08
BACIA RIBEIRÃO TAQUARUÇU GRANDE	2010	112,5	68,74	13,748	58,22

e) Declividade (s): Na tabela 10 a seguir mostra sua a cota inicial e final, sendo que o “s” é a diferença de nível dividido pelo comprimento (L).

Tabela 13 - Declividade (s)

Declividade do Córrego Brejo Comprido				
cota inicial	cota final	nível (m)	L(m)	S (m/km)
239,7	212,9	26,80	7.725,694	3,469

e)Vazão máxima: Para o cálculo da vazão em m³/s de cada bacia, foi obtido o maior valor na bacia do Córrego Brejo Comprido, de modo que para a vazão de projeto, com um período de 25 anos, a vazão atual e futura foi de 33,28 e 41,66m³/s respectivamente. O Tempo de concentração encontrado foi de aproximadamente 6 horas. (ver Tabela 11)

Tabela 14 – Vazão máxima obtida para o projeto

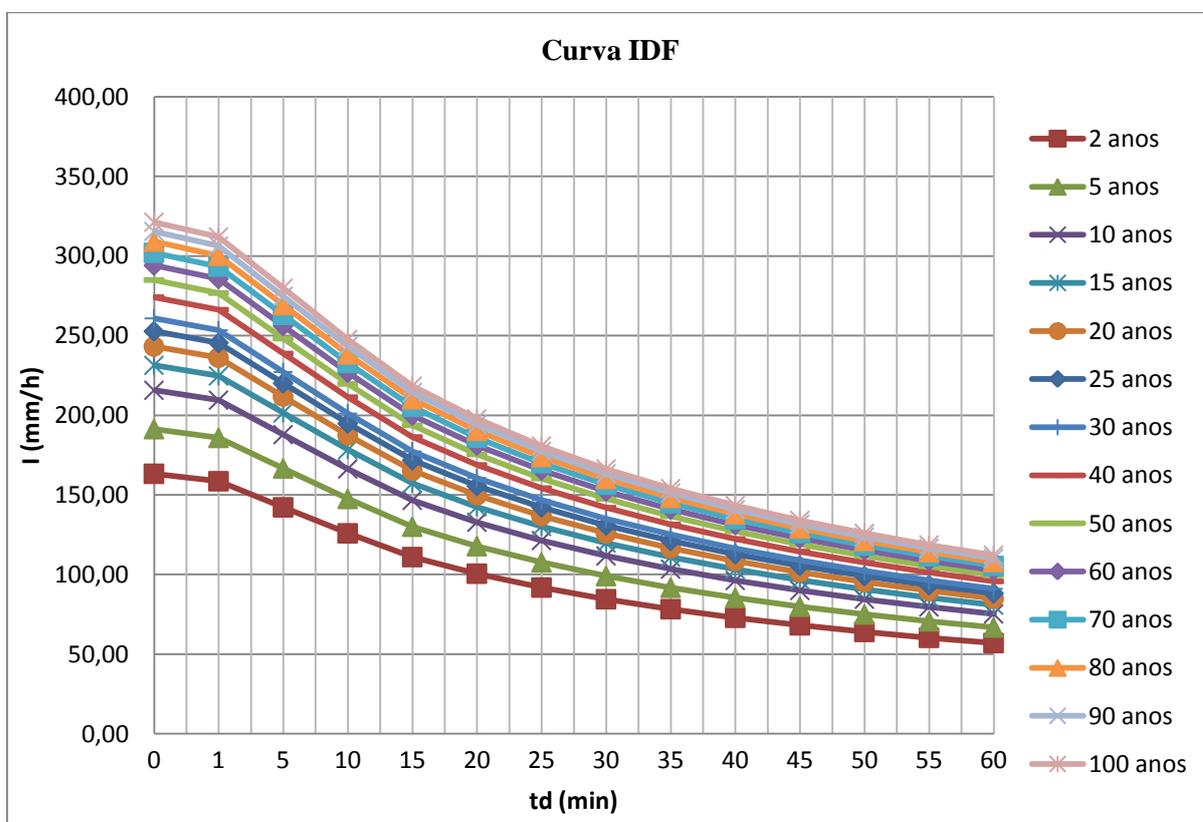
Cálculo da vazão (m ³ /s) para Condição atual				
Sub-bacias	Qefet.(m)	tc (horas)	ÁREA DA BACIA	Q(m ³ /s)
BACIA CÓRREGO BREJO COMPRIDO	0,061	6,030	11794249,81	33,28
BACIA CÓRREGO DO PRATA	0,072	6,030	6056891,40	20,15
BACIA RIBEIRÃO TAQUARUÇU GRANDE	0,044	6,030	8725603,52	17,64
Cálculo da vazão (m ³ /s) para Condições futuras				
Sub-bacias	Qefet.(m)	tc	ÁREA DA BACIA	Q(m ³ /s)
BACIA CÓRREGO BREJO COMPRIDO	0,077	6,030	11794249,81	41,66
BACIA CÓRREGO DO PRATA	0,082	6,030	6056891,40	22,90
BACIA RIBEIRÃO TAQUARUÇU GRANDE	0,058	6,030	8725603,52	23,40

4.3 CÁLCULO DA VAZÃO PELO MÉTODO RACIONAL

Conforme a metodologia procede a baixo o passo a passo do método Racional.

a) Intensidade Pluviométrica: Como dito na metodologia, foi necessário encontrá-la na curva IDF presente no Gráfico 4 abaixo, utilizando a equação empírica de Palmas/TO, calculando dentro de 100 anos as intensidades durante um tempo de até 60 minutos.

Gráfico 15 – Curva IDF.



Para o estudo das vazões encontradas, foi encontrado a intensidade no tempo de 50 e 60 minutos, conforme a Tabela 12.

Tabela 16 - Intensidade

CÁLCULO DA INTENSIDADE		
I	td (min)	
TR(anos)	50	60
5	74,96	66,78
10	84,51	75,28
15	90,65	80,75
20	95,28	84,87
25	99,03	88,21

b) Coeficiente de escoamento (C): Foi feito uma média dos valores do coeficiente de escoamento para cada sub-bacia, conforme mostra a Tabela 13.

Tabela 17 – Valor do Coeficiente de escoamento.

Valor de C para as Condições futuras					
BACIAS	OCUPAÇÃO	ÁREA DE OCUPAÇÃO	ÁREA DA BACIA (m ²)	C	C (média ponderada)
BACIA CÓRREGO BREJO COMPRIDO	QUADRAS HABITADAS	8542441,457	11794249,81	0,84	0,731
	UNIDADES DE CONSERVAÇÃO PRESERVADA	1991672,67		0,2	
	ÁREA PAVIMENTADA	1260135,69		0,83	
BACIA CÓRREGO DO PRATA	QUADRAS HABITADAS	4954618,62	6056891,40	0,84	0,838
	ÁREA PAVIMENTADA	1102272,78		0,83	
BACIA RIBEIRÃO TAQUARUÇU GRANDE	QUADRAS HABITADAS	4848960,76	8725603,52	0,84	0,566
	UNIDADES DE CONSERVAÇÃO PRESERVADA	3734000,55		0,2	
	ÁREA PAVIMENTADA	142642,21		0,83	

d) Vazões máximas: Assim, puderam-se encontrar as vazões máximas para o tempo de duração de 50 e 60 minutos, em relação à intensidade (mm/h) e o tempo de retorno de 5-25 anos, conforme mostra a Tabela 14, utilizando o tempo de concentração calculado no método anterior, de 6 horas.

Tabela 18 – Cálculo das vazões máximas para o tempo de retorno de 5 à 25 anos.

Considerando Tempo de duração (td) de 50min:
5 anos

BACIAS	ÁREA DA BACIA (m ²)	I (mm/h)	I (m/s)	C	tc	Q (m ³ /s)
BACIA CÓRREGO BREJO COMPRIDO	11794250	74,96	0,0000208	0,73	6,03	29,77
BACIA CÓRREGO DO PRATA	6056891,4	74,96	0,0000208	0,84	6,03	17,53
BACIA RIBEIRÃO TAQUARUÇU GRANDE	8725603,5	74,96	0,0000208	0,57	6,03	17,05

10 anos

BACIAS	ÁREA DA BACIA (m ²)	I (mm/h)	I (m/s)	C	tc	Q (m ³ /s)
BACIA CÓRREGO BREJO COMPRIDO	11794250	84,51	2,347E-05	0,73	6,03	33,56
BACIA CÓRREGO DO PRATA	6056891,4	84,51	2,348E-05	0,84	6,03	19,76
BACIA RIBEIRÃO TAQUARUÇU GRANDE	8725603,5	84,51	2,348E-05	0,57	6,03	19,23

15 anos

BACIAS	ÁREA DA BACIA (m ²)	I (mm/h)	I (m/s)	C	tc	Q (m ³ /s)
BACIA CÓRREGO BREJO COMPRIDO	11794250	90,65	0,0000252	0,73	6,03	36
BACIA CÓRREGO DO PRATA	6056891,4	90,65	0,0000252	0,84	6,03	21,2
BACIA RIBEIRÃO TAQUARUÇU GRANDE	8725603,5	90,65	0,0000252	0,57	6,03	20,62

20 anos

BACIAS	ÁREA DA BACIA (m ²)	I (mm/h)	I (m/s)	C	tc	Q (m ³ /s)
BACIA CÓRREGO BREJO COMPRIDO	11794250	95,28	0,0000265	0,73	6,03	37,83
BACIA CÓRREGO DO PRATA	6056891,4	95,28	0,0000265	0,84	6,03	22,28
BACIA RIBEIRÃO TAQUARUÇU GRANDE	8725603,5	95,28	0,0000265	0,57	6,03	21,68

25 anos

BACIAS	ÁREA DA BACIA (m ²)	I (mm/h)	I (m/s)	C	tc	Q (m ³ /s)
BACIA CÓRREGO BREJO COMPRIDO	11794250	99,03	0,0000275	0,73	6,03	39,32
BACIA CÓRREGO DO PRATA	6056891,4	99,03	0,0000275	0,84	6,03	23,16
BACIA RIBEIRÃO TAQUARUÇU GRANDE	8725603,5	99,03	0,0000275	0,57	6,03	22,53

Considerando Tempo de duração (td) de 60min:

5 anos

BACIAS	ÁREA DA BACIA (m ²)	I (mm/h)	I (m/s)	C	tc	Q (m ³ /s)
BACIA CÓRREGO BREJO COMPRIDO	11794250	66,78	0,0000185	0,73	6,03	26,52
BACIA CÓRREGO DO PRATA	6056891,4	66,78	0,0000186	0,84	6,03	15,62
BACIA RIBEIRÃO TAQUARUÇU GRANDE	8725603,5	66,78	0,0000186	0,57	6,03	15,19

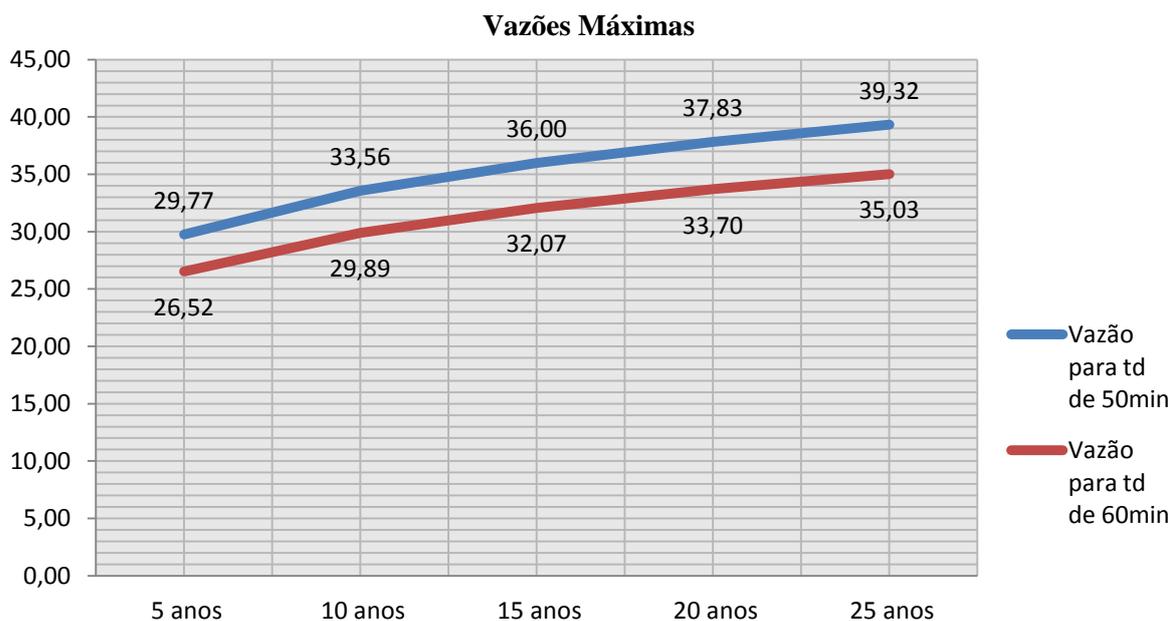
10 anos

BACIAS	ÁREA DA BACIA (m ²)	I (mm/h)	I (m/s)	C	tc	Q (m ³ /s)
BACIA CÓRREGO BREJO COMPRIDO	11794250	75,28	2,091E-05	0,73	6,03	29,89
BACIA CÓRREGO DO PRATA	6056891,4	75,28	2,091E-05	0,84	6,03	17,61

BACIA RIBEIRÃO TAQUARUÇU GRANDE	8725603,5	75,28	2,091E-05	0,57	6,03	17,13
15 anos						
BACIAS	ÁREA DA BACIA (m ²)	I (mm/h)	I (m/s)	C	tc	Q (m ³ /s)
BACIA CÓRREGO BREJO COMPRIDO	11794250	80,75	0,0000224	0,73	6,03	32,07
BACIA CÓRREGO DO PRATA	6056891,4	80,75	0,0000224	0,84	6,03	18,89
BACIA RIBEIRÃO TAQUARUÇU GRANDE	8725603,5	80,75	0,0000224	0,57	6,03	18,37
20 anos						
BACIAS	ÁREA DA BACIA (m ²)	I (mm/h)	I (m/s)	C	tc	Q (m ³ /s)
BACIA CÓRREGO BREJO COMPRIDO	11794250	84,87	0,0000236	0,73	6,03	33,7
BACIA CÓRREGO DO PRATA	6056891,4	84,87	0,0000236	0,84	6,03	19,85
BACIA RIBEIRÃO TAQUARUÇU GRANDE	8725603,5	84,87	0,0000236	0,57	6,03	19,31
25 anos						
BACIAS	ÁREA DA BACIA (m ²)	I (mm/h)	I (m/s)	C	tc	Q (m ³ /s)
BACIA CÓRREGO BREJO COMPRIDO	11794250	88,21	0,0000245	0,73	6,03	35,03
BACIA CÓRREGO DO PRATA	6056891,4	88,21	0,0000245	0,84	6,03	20,63
BACIA RIBEIRÃO TAQUARUÇU GRANDE	8725603,5	88,21	0,0000245	0,57	6,03	20,07

Os valores máximos de vazão foram obtidos no tempo de maior duração, que foi em 50min, podendo afirmar que quanto menor o tempo de precipitação, maior será a intensidade da vazão (Gráfico 05).

Gráfico 19 – Vazões máximas.



4.4 COMPARAÇÃO DAS VAZÕES PELOS DOIS MÉTODOS

Considerando as maiores vazões dentre as três bacias, e comparando-as entre dois métodos calculados, foi a de 41,66m³/s do método SCS, pois é o método mais recomendável para grandes áreas e que abrange pequenas bacias. Na Tabela 15 mostra essa comparação de vazões, e que a diferença de vazão entre os dois métodos é pequena, mas foi considerado a maior, presente na bacia do Córrego Brejo Comprido.

Tabela 20 – Vazão de Projeto.

Vazão de Projeto					
Método SCS		Diferença decimal do Caso 1	Diferença decimal do Caso 2	Maior Vazão (m ³ /s)	Vazão em litros
Caso 1: Maior Vazão Atual	Caso 2: Vazão Futura	3,51	2,34	41,66	41660
33,28	41,66				
Método Racional					
Caso 1: Maior Vazão Para td = 50min e TR = 5 anos	Caso 2: Maior Vazão Para td = 50min e TR = 25 anos				
29,77	39,32				

4.5 CÁLCULO DO CANAL DE DRENAGEM

4.5.1 Dimensionamento do perfil transversal

Foi feito a estimativa das dimensões do canal retangular, trapezoidal e circular, como mostra a Tabela 16.

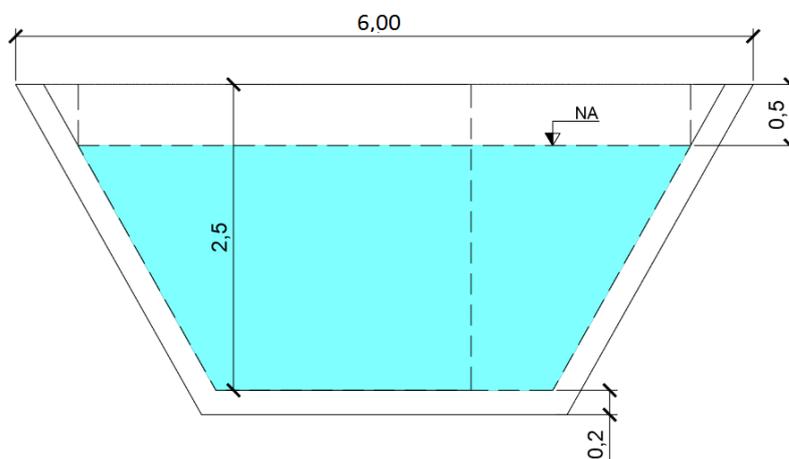
Tabela 21 – Dimensionamento do canal.

DIMENSIONAMENTO DO CANAL							
Observação:		S(m/m)	n	Q(m ³ /s)	K		
A.Rh ^{2/3} = K		0,003469	0,012	41,65888	8,49		
Seção retangular							
b (m)	y (m)	A (m ²)	P (m)	Rh	Rh ^{2/3}	A.Rh ^{2/3}	
2	5	10	12	0,833333	0,8855488	8,86	
2,5	3,6	9	9,7	0,927835	0,951292	8,56	
2,85	3	8,55	8,85	0,966102	0,9772715	8,355671241	
Seção trapezoidal							
b (m)	B (m)	y (m)	A (m ²)	P (m)	Rh	Rh ^{2/3}	A.Rh ^{2/3}
2,75	5,00	2,00	7,75	6,75	1,1481481	1,096475	8,50

Seção circular					
R(m)	A (m ²)	P(m)	Rh	Rh ^{2/3}	A.Rh ^{2/3}
1,5	7,065	9,42	0,75	0,825482	5,83
1,55	7,54385	9,734	0,775	0,843725	6,36
1,6	8,0384	10,048	0,8	0,861774	6,93
1,65	8,54865	10,362	0,825	0,879635	7,52
1,7	9,0746	10,676	0,85	0,897317	8,14
1,75	9,61625	10,99	0,875	0,914826	8,80
1,73	9,397706	10,8644	0,865	0,907843	8,53

Para o perfil transversal do canal, a melhor seção de escoamento do canal foi de seção trapezoidal, pois $A.Rh^{2/3}$ o obteve um valor praticamente igual ao K, de 8,50. Além disso, essa seção tem maior capacidade de receber maiores volumes de água e maior escoamento da mesma. Em relação à sua dimensão, tem maior destaque, pois possui menor profundidade, obtendo maior lucratividade e desempenho na sua execução, principalmente na escavação. Portanto sua seção escolhida foi conforme a Figura 14 de 7,75m².

Figura 14 – Perfil Transversal do canal Trapezoidal.

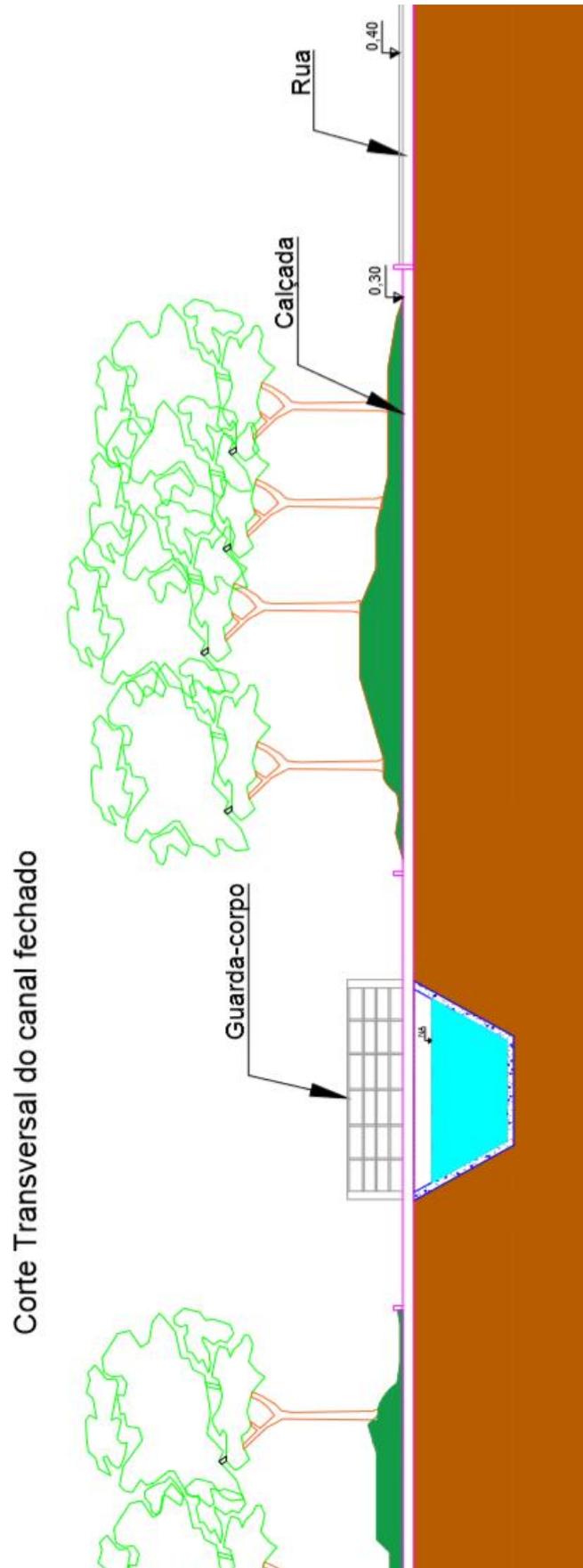


Além da área molhada foi acrescentando uma folga de 0,5 metros na vertical, ficando assim uma profundidade de 2,5 metros.

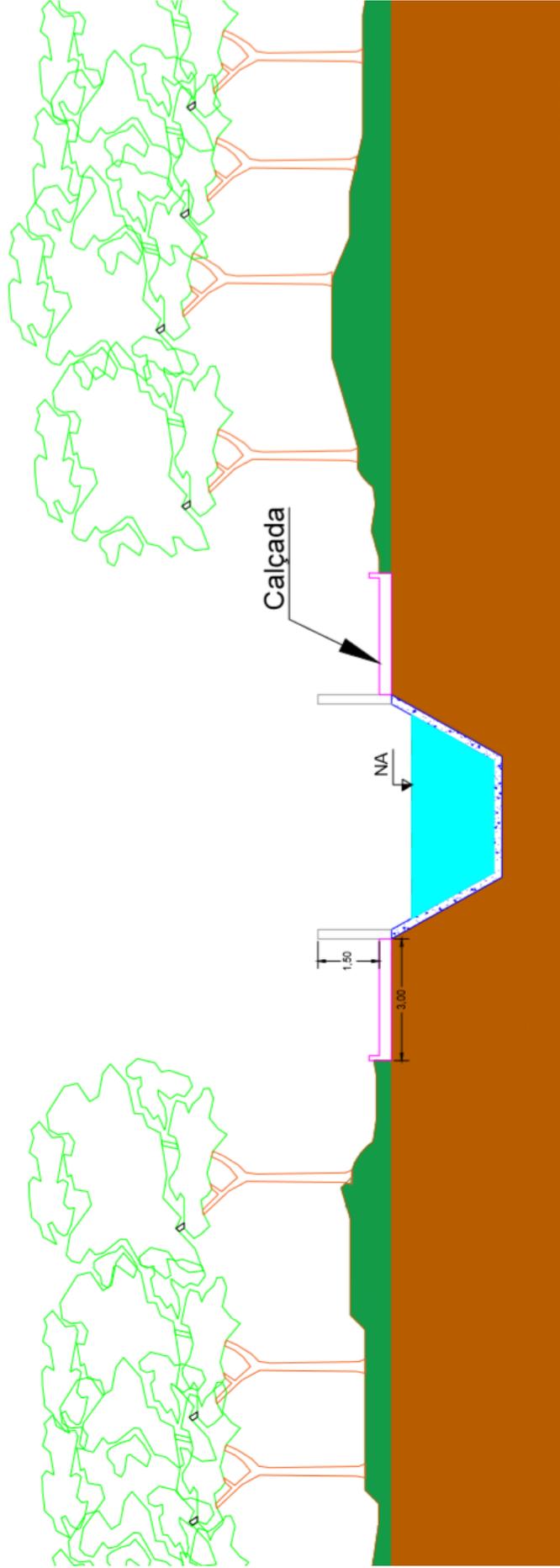
Na figura 15 mostra o detalhamento do corte transversal passando pelo canteiro e pelo calçamento.

Figura 15 – a) Corte transversal do canal fechado; b) corte transversal do canal aberto.

a)



Corte Transversal do canal aberto

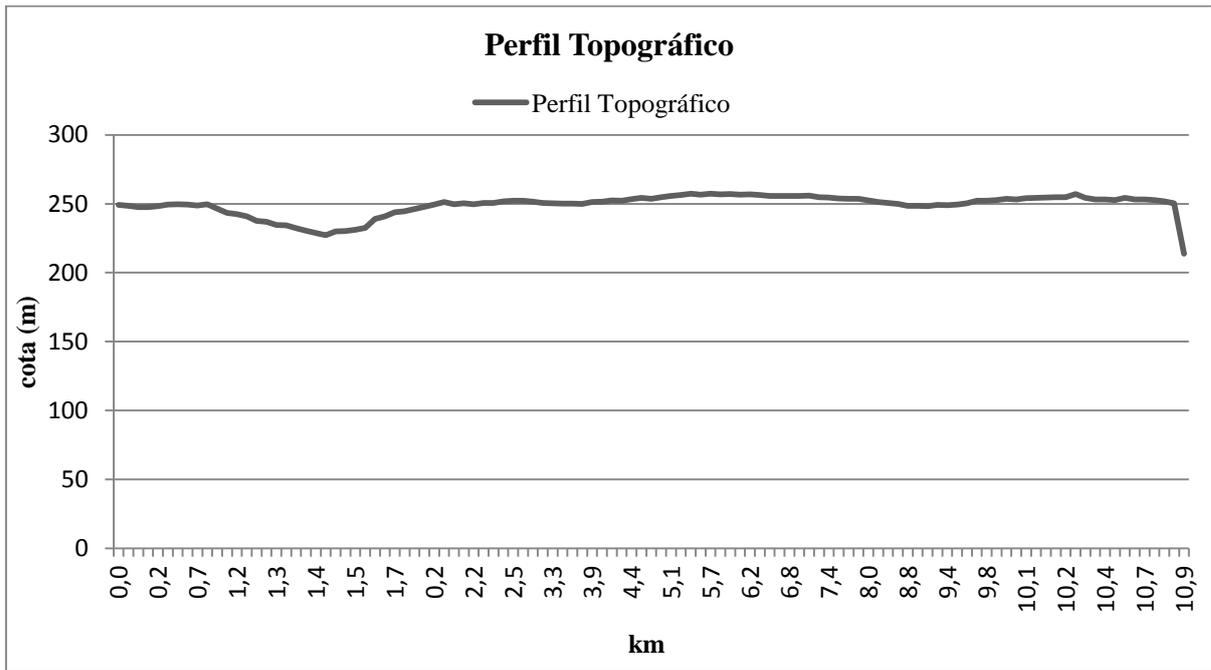


b)

4.5.2 Dimensionamento do perfil longitudinal

Para o dimensionamento longitudinal do canal trapezoidal foi determinado primeiramente a sua declividade, que foi adotada de 0,1m/km pelo estudo do perfil topográfico da Av. Teotônio Segurado como mostra o Gráfico 6, de modo que foi determinado o corte e aterro do conduto.

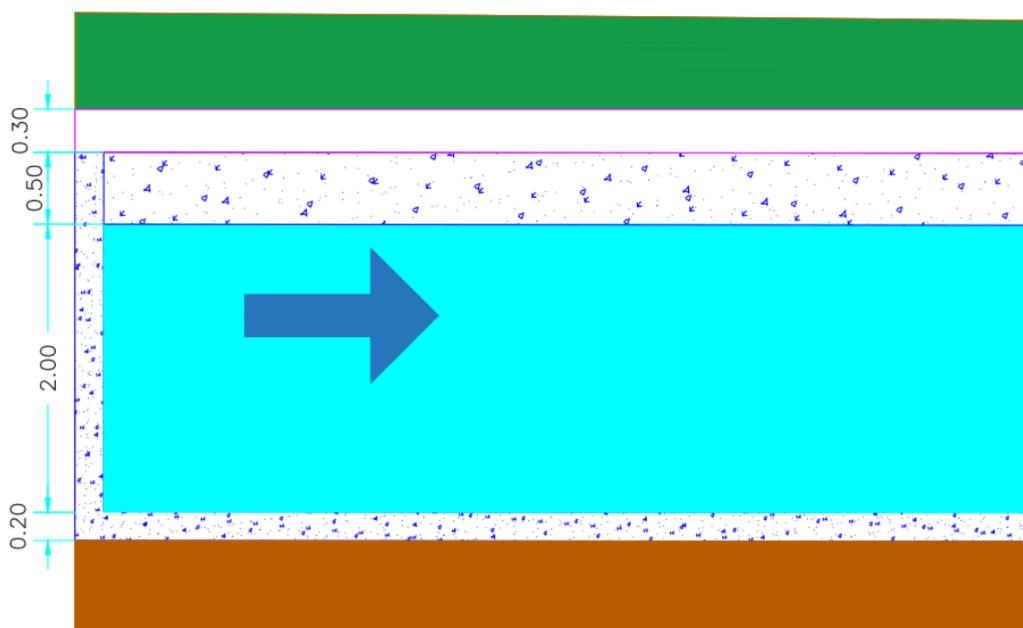
Gráfico 22 – Perfil Topográfico



O corte e aterro do perfil topográfico foi dimensionado jogando a declividade ao longo do percurso do canal, de forma a obedecer as inclinações do terreno, onde as cotas maiores foram selecionadas como divisor de água, dividindo em três trechos: O primeiro trecho inicia-se na Praça dos Girassóis e deságua no Córrego Brejo Comprido; o segundo trecho começa no sentido contrário, sendo ele iniciando na cota mais crítica do terreno (cota 257,4m localizada à 5,7 km do início do canal, desaguando-se no Córrego Brejo Comprido; o terceiro trecho inicia na mesma cota do segundo trecho (257,4m) e deságua no Ribeirão Taquaruçu Grande (vide Anexos E, F, G).

Sabendo que as velocidades ocorrem em função da declividade encontrada nos canais, foi possível estabelecer uma velocidade de 0,914m/s. A representação do corte longitudinal do canal está na Figura 16, onde mostra seu escoamento.

Figura 16 – Detalhe do perfil longitudinal do canal.



A representação do detalhe da galeria nos cruzamentos das vias está representada na Figura 17, onde a largura da calçada que tem acesso direto à faixa de pedestre foi adotada de 5 metros.

No primeiro trecho, em relação ao seu desaguamento, foi determinada sua limitação de acordo com a profundidade e leito do rio para não haver assoreamento e erosões futuras nas encostas, podendo assim escoar diretamente no rio, onde sua declividade segue do próprio perfil topográfico na mata ciliar do córrego com 2% e depois 5%.

No trecho 2, o final de seu percurso será também igual ao primeiro trecho, seguindo a declividade da encosta do rio de 3% como mostra na Figura 18, o detalhe dos dois trechos desaguando no leito do Córrego Brejo Comprido.

Figura 17 –Detalhe do canal no cruzamento.

DETALHE DO CRUZAMENTO E PASSAGEM DO CANAL

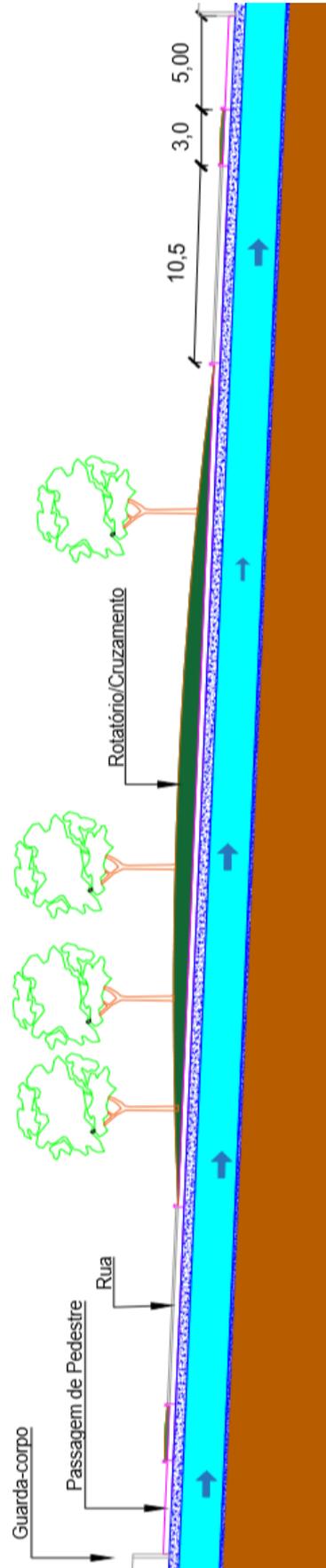
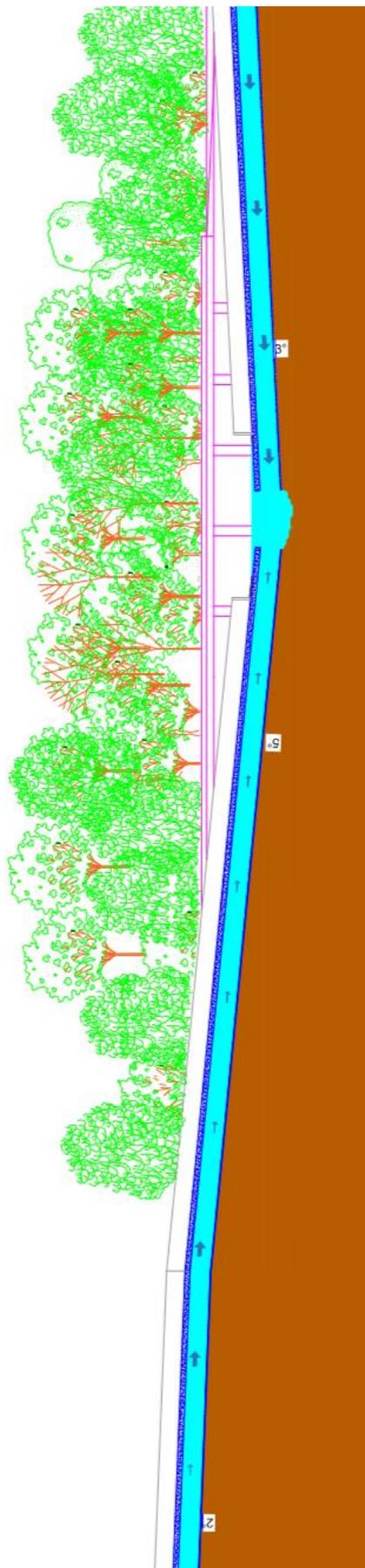


Figura 18 – Detalhe do desaguoamento do trecho 1 e 2

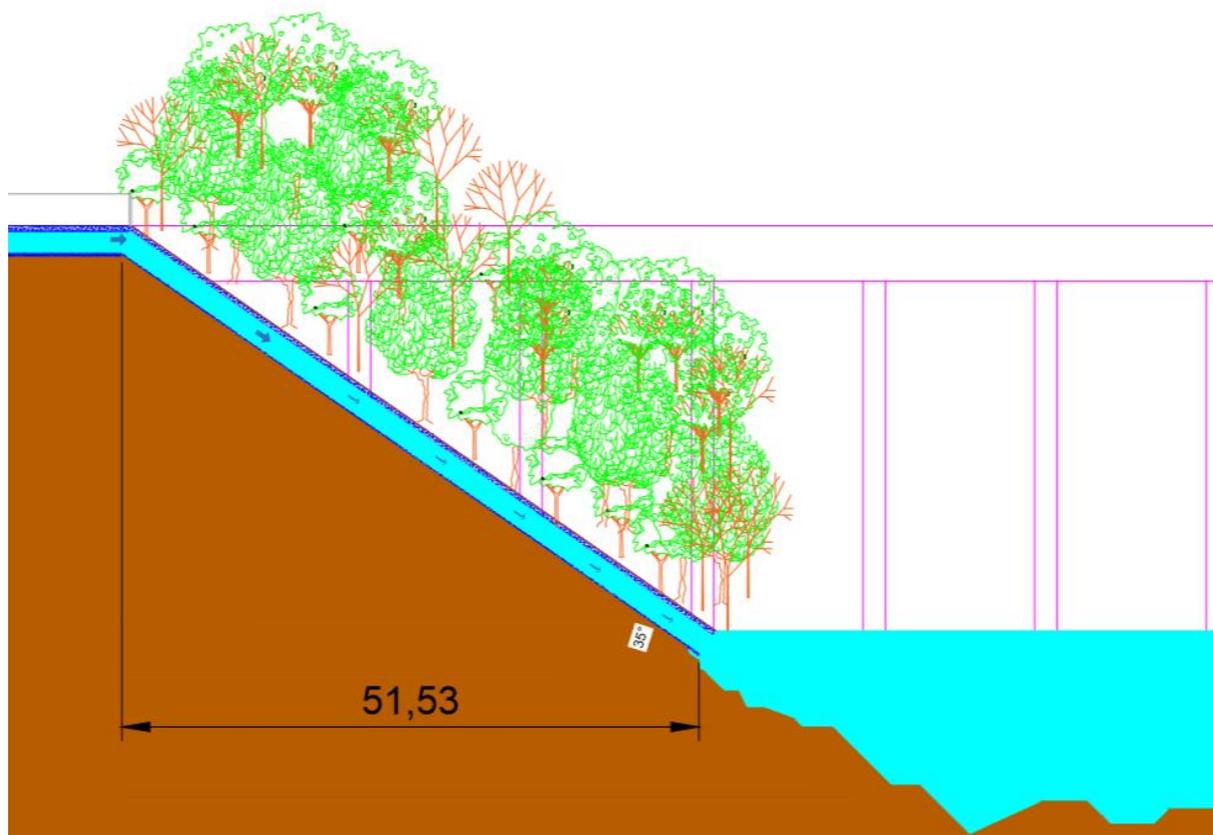
DETALHAMENTO DO FIM DO TRECHO 1 E 2



A declividade do trecho 3 segue no final de seu percurso na encosta do rio com 35%, e para não haver futuras erosões também foi afogada o final do canal, onde pode-se ver na Figura 19 o seu desaguardamento no Ribeirão Taquaruçu Grande.

Figura 19 – Detalhamento do fim do trecho 3.

DETALHAMENTO DO FIM DO TRECHO 3



4.5.3 Apresentação do Projeto do canal

Ao fim do dimensionamento do canal foi feito uma maquete representativa, mostrando as passagens dos pedestres, vias de transporte e o canal passando pela Av. Teotônio Segurado (ver Figura 20).

Figura 20 - Projeto final do canal de macrodrenagem: a) Vista 1; b) Vista 2; c) Vista 3; d) Vista 4.





5 CONCLUSÃO

O presente projeto de pesquisa de macrodrenagem mostra que é indispensável para drenagem urbana quando se sofre de enchentes e alagamentos, podendo resolver esse tipo de problema com simples e práticas soluções como o conduto livre projetado. Pode-se ver que a contribuição do canal na Avenida Joaquim Teotônio Segurado em Palmas-TO poderá diminuir a lâmina de escoamento superficial nas épocas de chuvas intensas.

A vazão obtida da área escolhida para estudo possibilitou a compreensão do seu escoamento, visto que dentro de 20 anos de estudo de precipitações o projeto do canal conseguiu captar as chuvas de maiores picos em uma duração de 6 horas. Compreendendo assim as suas dimensões e seu comportamento geotécnico, pode ser feita futuramente a captação dessa água em projetos de microdrenagem como bocas de lobo e sarjetas, observando o que já tem pronto nas quadras e o que se pode alterar, com o objetivo de enviar essa coleta para o canal aberto projetado.

6 REFERÊNCIAS

- BARBOSA JUNIOR, Antenor Rodrigues. **Elementos de Hidrologia Aplicada**. UFOP-Departamento deciv- Antenor Rodrigues, 2014. Disponível em: <http://www.em.ufop.br/deciv/departamento/~antenorrodrigues/3_Precipitacao.pdf>. Acesso em: 12 Agosto 2015.
- BRITO, D. S. (2006). **Metodologia para seleção de alternativas de sistemas de drenagem**. Dissertação de Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos, Publicação PTARH.DM-094/06. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Brasília, Brasília, DF, 117p.
- CARVALHO, Daniel F., MELLO, Jorge L. P., SILVA, Leonardo D. B. **Irrigação e Drenagem. CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO À HIDROLOGIA**. IT 115. 2007
- CARVALHO, D. F e SILVA, L. D. B. **.CAPÍTULO 4. PRECIPITAÇÃO**. Disponível em: <<http://www.recantodasletras.com.br/teorialiteraria/1861690>>.2006. Acesso em 06 Setembro 2015.
- CECÍLIO, Roberto Avelino; REIS, Edvaldo Fialho dos. **APOSTILA DIDÁTICA: MANEJO DE BACIAS HIDROGRÁFICAS**. Espírito Santo: Universidade Federal do Espírito Santo, 2006.
- Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes, DNIT, **MANUAL DE DRENAGEM DE RODOVIAS**. versão preliminar, Rj, 2006.
- COSTA, T., LANÇA, R., **CONDUTOS LIVRES**. Cap. IX. Escola de Tecnologia/Universidade do Algarve. FARO, 2001
- EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA – EMBRAPA. **Brasil em Relevo**. Disponível em: www.relevobr.cnpem.embrapa.br. Acesso em: 11 Out. 2015.
- EPA, 1998. **Stream Corridor Restoration – principles, processes and practices**. Environmental Protection Agency, EUA.
- FORMIGA, K. T. M.; SEIBT, A. C.; CASTRO, T.Q. DE; BERNARDES, R.S.(2012). **A infiltração e o escoamento superficial. Tópicos de infiltração: teoria e prática aplicadas a solos tropicais**, José Campum de Carvalho, Gilson de Farias Neves Gitirana Júnior, Eufrosina Terezinha Leão Carvalho, organizadores. Volume IV – Brasília, Faculdade de Tecnologia Editora ISBN N : 978-85-60313-41-9. Pp 101-116.
- GERENCIA DE INFORMAÇÕES URBANÍSTICAS E GEORREFERENCIAMENTO – SIG. **MAPA DO USO DO SOLO E DA COBERTURA VEGETAL DO MUNICÍPIO DE PALMAS – TO**. Prefeitura Municipal de Palmas, 2003.
- GUARDA, S. D. M., **EXPANSÃO URBANA DO ENTORNO DO LAGO DO MUNICÍPIO DE PALMAS – TO (1990, 1993, 1999, 2002, 2005): ACOMPANHAMENTO POR DADOS DE SENSORIAMENTO REMOTO**. Universidade Federal do Tocantins, Ciências do Ambiente, Palmas, Out. 2006.
- HIROSHI, Paulo Yoshinaze. **Hidrologia e Drenagem**. Campinas: Centro Superior de Educação Tecnológica da Unicamp, 2003. Disponível

em:<<http://www.ft.unicamp.br/webdidat/matdidat.php?cod=ST%20%20306&nome=Hiroshi+Paulo+Yoshizane>. Acesso em: Out. 2015.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA - IBGE. Disponível em: www.ibge.gov.br. Acesso em: 11 Out. 2015.

LEÃO CARVALHO, E. T. (2013). **Avaliação Geotécnica de Poços de Infiltração de Águas Pluviais.** Tese de Doutorado, Publicação G.TD-084/2013, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 316p.

LEOPOLD, L. B., 1968. **Hydrology for Urban Planning A Guide Book on the Hydrologic Effects on Urban Land Use.** USGS circ.554, 18p.

LIMA, Fernanda F. **ANÁLISE DA CONTRIBUIÇÃO DE POÇOS DE INFILTRAÇÃO PARA O CONTROLE DE CHEIAS URBANAS NA CIDADE DE PALMAS-TO.** Universidade/ULBRA, 2014.

MARTINS, Rodolfo S. Notas de aula – **PHD0313 INSTALAÇÕES E EQUIPAMENTOS HIDRÁULICOS.** Universidade de São Paulo, 2013.

MILOGRANA, J, 2001. **Estudo de Medidas de Controle de Cheias em Ambientes Urbanos.** Dissertação de Mestrado, publicação MTARH.DM-035A/2001, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF,120p.

NETTO, José Martiniano de Azevedo et al. **Manual de Hidráulica.** 8. ed. São Paulo: Edgard BlücherLtda, 1998. 669 p.Citação com autor incluído no texto: Netto et al. (1998).

NAGHETTINI, Mauro; PINTO, Éber José de Andrade. **Hidrologia Estatística.** Bero Horizonte: Cprm, 2007. 552 p. Disponível em: <http://www.cprm.gov.br/publique/media/livro_apres_hidro.pdf>. Acesso em: 12 Setembro 2015.

OLIVEIRA, Carlos. S. Notas de Aula - **Hidráulica dos Sistemas de Drenagem.** Palmas, 2010, P.17.

OLIVEIRA, Carlos. S. Notas de Aula – **Condutos Livres.** Palmas, 2013.RODRIGUES, Camila R. **Macro estudo de Drenagem da Cidade de Palmas – TO.** Palmas, ULBRA, 2012.

OLIVEIRA, Carlos. S. Notas de Aula – **Condutos Livres.** Palmas, 2015, P.64.

OLIVEIRA, Carlos. S. Notas de Aula – **Geração de Escoamento.** Palmas, 2015, P.54.

OLIVEIRA, Carlos. S. **Sistemas de drenagem pluvial.** Palmas/TO, 2016.

PINHEIRO, A. **Enchentes e inundações.** In: Rozely Ferreira dos Santos.(Org). Vulnerabilidade Ambiental. Brasília: Ministério do Meio Ambiente, 2007, p. 97-108.

PINTO, Gustavo M. **USO DE ROTINA NO ARCGIS PARA OBTENÇÃO DA VAZÃO DE ÁREA DE DRENAGEM.** Centro Universitário Luterano de Palmas, 2013.

PLANO MUNICIPAL DE SANEAMENTO BÁSICO DE PALMAS – PMSB. **Drenagem Urbana.** Prefeitura Municipal de Palmas. Vol. III. 2014, R., Zahed, K.F., Tucci, C.E.M. e Bidone, F. (1997). **“Drenagem Urbana”.** In: Tucci, C.E.M. **Hidrologia Ciência e**

Aplicação. ABRH, Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.

PROSAB (Org.). **Manejo de águas pluviais urbanas.** Brasil: Rede Cooperativa de Pesquisas, 2009. 396 p. Disponível em: <http://www.finep.gov.br/prosab/livros/prosab5_tema4.pdf>. Acesso em: 11 Agosto 2015.

RAMOS, C. L., Barros, M. T. L., Palos, J. C. F. **DIRETRIZES BÁSICAS PARA PROJETO DE DRENAGEM URBANA NO MUNICÍPIO DE SÃO PAULO.** São Paulo: Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica, 1999.

RIGHETTO, Antônio M. **Hidrologia e Recursos Hídricos.** São Carlos: 1º Ed. USP, 1998.

SALVADOR, Mateus M., BENEVENUTO, I., CALIJURI, L. M., ASSIS, L. C., ROCHA, E. O., **IDENTIFICAÇÃO DE SUB-BACIAS CRÍTICAS QUANTO A ENCHENTES E GERAÇÃO DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL NA BACIA DO RIO PIRANGA.** XIX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Viçosa, 2011.

SILVEIRA, André L. L., GOLDENFUN, Joel A., **Conceitos Básicos de Hidrologia e Regionalização de Vazões. Vol I e II.** Secretaria do Planejamento e Meio Ambiente/SEPLAN. Palmas. 2007.

SPIN, Anne Whiston. **O Jardim de Granito: A Natureza no Desenho da Cidade.** São Paulo: Editora da UFSP, 1995.

STUDART, T. M. C. Saneamento Superficial. In: **Hidrologia:** Notas de Aula. Fortaleza: Universidade Federal do Ceará, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, 2006. Cap. 8. Disponível em: <http://www.deha.ufc.br/ticiano/Arquivos/Graduacao/Apostila_Hidrologia_grad/Cap_8_Escoamento_Superficial.pdf>. Acesso em: 20 Setembro. 2015.

SUDERHSA. **MANUAL DE DRENAGEM URBANA,** Governo do Estado do Paraná. Curitiba, 2002.

TUCCI, C. E. M. Inundações Urbanas. In: Tucci, C. E. M.; Porto, R.L.L.; Barros, M.T. **Drenagem Urbana.** Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS/ABRH, 1995, V.5, p.15-36.

TUCCI, Carlos E. M. **MODELOS HIDROLÓGICOS.** Porto Alegre: Editora da Universidade/UFRGS/Associação Brasileira de Recursos Hídricos, 1998.

TUCCI, Carlos, E. M. **Avaliação e Controle da Drenagem Urbana.** Porto Alegre: 1º Ed. UFRGS, 2000.

TUCCI, Carlos E. M.. **Hidrologia: ciência e aplicação.** Porto Alegre: Editora da Universidade/UFRGS, 2Ed., 2001.

TUCCI, C. E. M.; SILVEIRA, A. **Gerenciamento da Drenagem Urbana.** Porto Alegre: UFRGS, 2001. 46p. Departamento de Hidromecânica e Hidrologia, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2001.

TUCCI, Carlos E. M. **PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA.** Manual de Drenagem Urbana. Porto Alegre: Departamento de Esgotos Pluviais, vol. 6, 2005.

VISSMAN JUNIOR, W.; LEWIS, G. L.; KNAPP, J. K. Infiltration. **In: Introduction to Hydrology**. 3ªed. New York: Harper e Row, p. 55-83. 1989.

YIN, Roberto, K. **Estudo de Caso – Planejamento e Métodos**. 4ª. Ed. Porto Alegre: Bookman, 2010, 248p.

SECRETARIA MUNICIPAL DE OBRAS (SMO), **INSTRUÇÕES TÉCNICAS PARA ELABORAÇÃO DE ESTUDOS HIDROLÓGICOS E DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DE SISTEMAS DE DRENAGEM URBANA**. Prefeitura da cidade do Rio de Janeiro, 2010, p18.

PIZA, F. **HIDRÁULICA – CONDUTOS LIVRES**. São Paulo, 2013, p14

ANEXOS

Anexo A – Valores de CN para alguns tipos de ocupação do solo e de classes de drenagem.

Ocupação do solo	Tipo de solo da bacia			
	A	B	C	D
Solo cultivado:				
• sem técnicas de conservação	72	81	88	91
• com técnicas de conservação	62	71	78	81
Pastagem:				
• condição precária				
• condição adequada	68	79	86	89
Área florestada:	39	61	74	80
• pouca cobertura				
• grande cobertura	45	66	77	83
Parques e jardins:				
• 75% de área gramada	25	55	70	77
• 50 a 75% de área gramada				
Áreas comerciais (85% de área impermeável)	39	61	74	80
Áreas industriais (72% de área impermeável)	49	69	79	84
Áreas residenciais:	89	92	94	95
• 65% de área impermeável	81	88	91	93
• 3% de área impermeável				
• 25% de área impermeável				
Áreas impermeáveis	77	85	90	92
Pavimento com pedrisco	61	75	83	87
Pavimento com drenagem	54	70	80	85
	98	98	98	98
	76	85	89	91
	98	98	98	98

Observação: os tipos de solo seguem a seguinte classificação: grupo A – solos arenosos profundos com baixo teor de argila; grupo B – solos arenosos com baixo teor de argila; grupo C – solos barrentos com teor de argila entre 20 e 30%; e grupo D – solos argilosos.

Fonte: Righetto (1998) apud Ribeiro (2012).

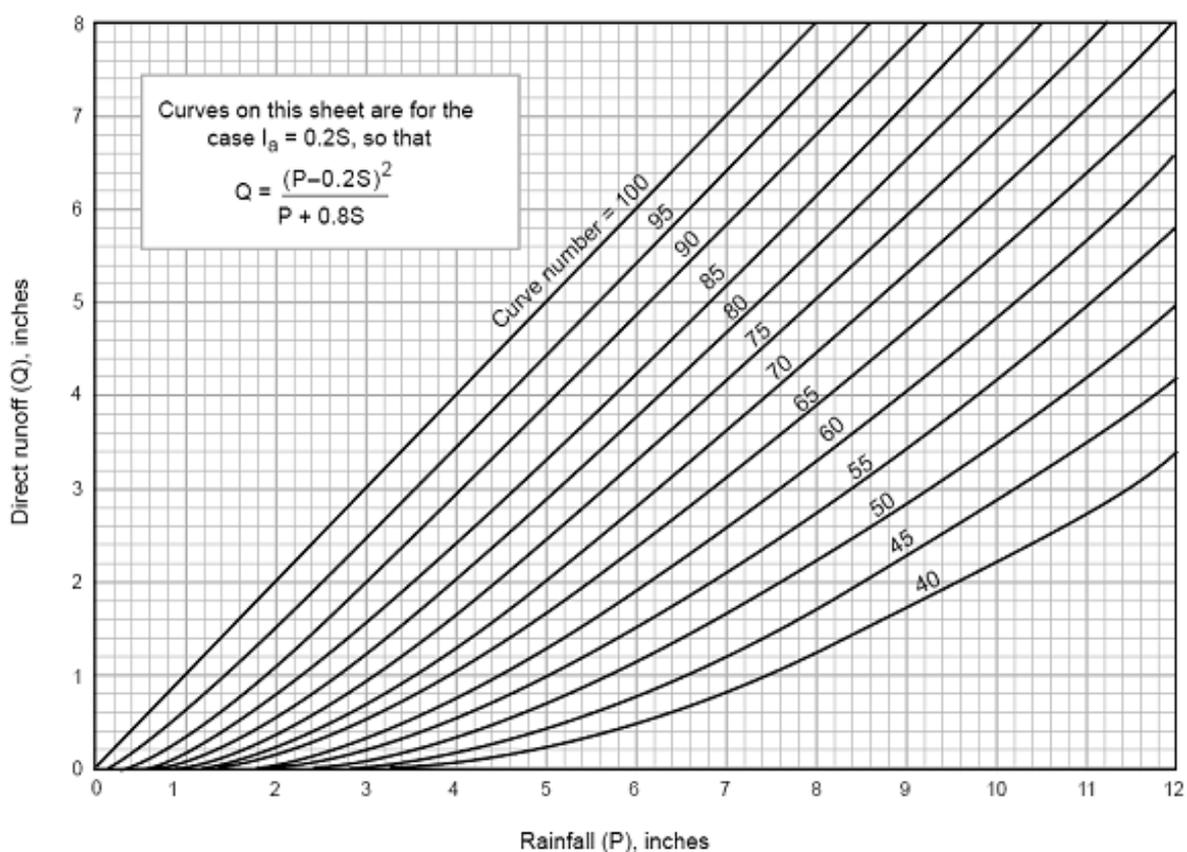
Anexo B - Descrição das unidades de conservação de Palmas constituídas e propostas.

Nº	Nome da Unidade de Conservação	Área (há)
1	Afluentes do Taquarí	163,47
2	área alagada	5,38
3	área degradada	9,86
4	área remanescente	12,73
5	AV - SO 133	28,06
6	Parque Linear	1669,54
7	Parque Linear do Taquaruçu	76,85
8	Represamento de água	31,52
9	Unidade de Conservação Brejo Comprido	448,81

10	Unidade de Conservação das ARNOS	111,34
11	Unidade de Conservação do Água Fria	613,34
12	Unidade de Conservação do Entorno do Lago	58,15
13	Unidade de Conservação do Santa Bárbara	178,21
14	Unidade de Conservação do Santa Fé	83,59
15	Unidade de Conservação do Taquarí	516,15
16	Unidade de Conservação do Tiúba	377,81
17	Unidade de Conservação Machado	310,08
18	Unidade de Conservação Prata	170,26
19	Unidade de Conservação Prata	38,54
20	Unidade de Conservação Sussuapara	192,03

Fonte: PMSB (p.28, 2014)

Anexo C – Geração de escoamento - Número da Curva (CN)



Fonte: OLIVEIRA (2015, p.51)

Anexo D – Valores de “C” recomendados por Williams, citado por Goldenfum e Tucci (1996), para áreas agrícolas.

	Superfície	C	
		Intervalo	Valor esperado
Pavimento	Asfalto	0,70 – 0,95	0,83

	Concreto	0,80 – 0,95	0,88
	Calçadas	0,75 – 0,85	0,80
	Telhado	0,75 – 0,95	0,85
Cobertura: grama em solo arenoso	Plano (2%)	0,05 – 0,10	0,08
	Declividade média (2 a 7%)	0,10 – 0,15	0,13
	Declividade alta (7%)	0,15 – 0,20	0,18
Cobertura: grama em solo argiloso	Plano (2%)	0,13 – 0,17	0,15
	Declividade média (2 a 7%)	0,18 – 0,22	0,20
	Declividade alta (7%)	0,25 – 0,35	0,30

Fonte: GOLDENFUM, TUCC (1996).

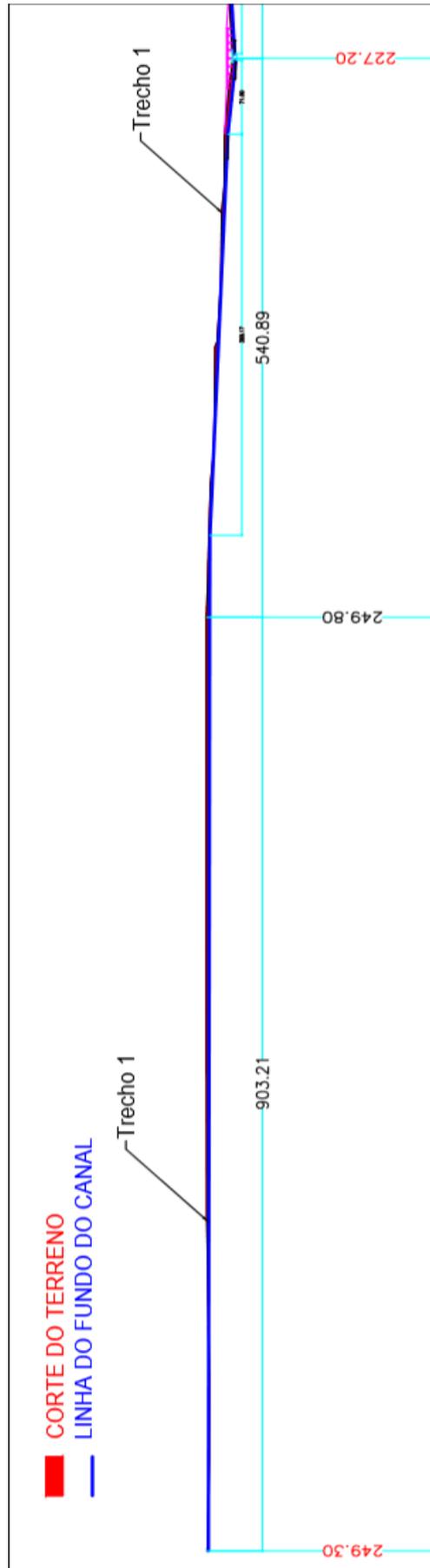
Anexo E - Valores de n para condutos livres artificiais abertos.

Natureza das Paredes	Condições			
	Muito boas	Boas	Regulares	Más
Condutos de aduelas de madeira	0,01	0,011	0,012	0,013
Calhas de pranchas de madeira aplainada	0,01	0,012*	0,013	0,014
Idem, não aplainada	0,011	0,013*	0,014	0,015
Idem, com pranchões	0,012	0,015*	0,016	-
Canais com revestimento de concreto	0,012	0,014*	0,016	0,018
Alvenaria de pedra argamassada	0,017	0,02	0,025	0,03
Alvenaria de pedra seca	0,025	0,033	0,033	0,035
Alvenaria de pedra aparelhada	0,013	0,014	0,015	0,017
Calhas metálicas lisas (semicirculares)	0,011	0,012	0,013	0,015
Idem corrugadas	0,0225	0,025	0,0275	0,03
Canais de terra, retilíneos e uniformes	0,017	0,02	0,0225*	0,025
Canais abertos em rocha, uniformes	0,025	0,03	0,033*	0,035
Idem, irregulares; ou de paredes de pedras	0,035	0,04	0,045	-
Canais dragados	0,025	0,0275*	0,03	0,033
Canais curvilíneos e lamosos	0,0225	0,025*	0,0275	0,03
Canais com leito pedregoso e vegetação nos taludes	0,025	0,03	0,035*	0,04
Canais com fundo de terra e taludes empedrados	0,028	0,03	0,033	0,035

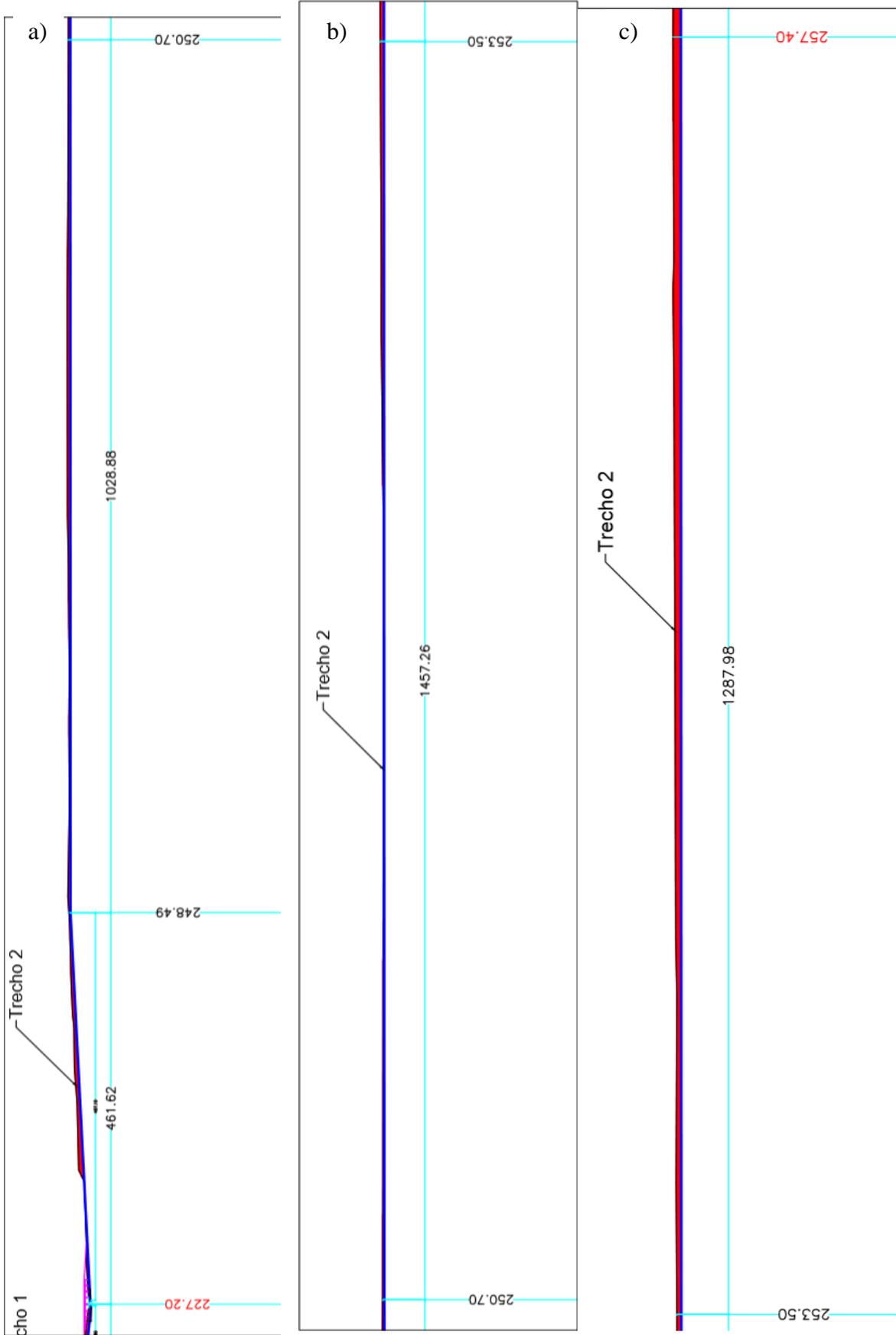
*valores aconselhados para projeto

Fonte: Chow (1973) apud Oliveira (2011)

Anexo F – Trecho 1.



Anexo G – Trecho 2; a) parte 1, b) parte 2, c) parte 3.



Anexo H – Trecho 3; a) parte 1, b) parte 2, c) parte 3.

