



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL



EDUARDO OLIVEIRA DE AZEVEDO

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

**IMPACTO DE DIFERENTES MÉTODOS DE ESTIMATIVA DE INTENSIDADE DE
CHUVAS NO DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DE OBRAS DE DRENAGEM NA
RODOVIA BR-050/MG**

UBERLÂNDIA

2026

EDUARDO OLIVEIRA DE AZEVEDO

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

**IMPACTO DE DIFERENTES MÉTODOS DE ESTIMATIVA DE INTENSIDADE DE
CHUVAS NO DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DE OBRAS DE DRENAGEM NA
RODOVIA BR-050/MG**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à
Faculdade de Engenharia Civil da Universidade
Federal de Uberlândia, como parte dos
requisitos necessários para obtenção do título
de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Rogério Lemos Ribeiro

UBERLÂNDIA

2026

RESUMO

O dimensionamento adequado dos sistemas de drenagem rodoviária é um fator determinante para a proteção do corpo estradal e a garantia da segurança operacional dos usuários. Nesse cenário, o projeto específico de dispositivos de macrodrenagem e drenagem superficial é um processo fortemente dependente da precisão das estimativas hidrológicas de chuvas intensas. Na prática da engenharia viária, a seleção de parâmetros pluviométricos representativos das condições locais constitui etapa fundamental para o dimensionamento das obras de drenagem, influenciando tanto a segurança operacional quanto os custos de implantação. Neste contexto, o presente trabalho tem como objetivo principal analisar a influência da escolha de diferentes relações Intensidade-Duração-Frequência (IDF) no dimensionamento de dispositivos de macrodrenagem e drenagem superficial. Utilizando como objeto de estudo duas bacias de contribuição interceptadas pela rodovia BR-050 (localizadas nos km 43 e km 65), nos municípios de Uberlândia/MG e Araguari/MG, as vazões de projeto foram estimadas por meio do Método Racional, adotando-se a equação empírica de Kirpich para o cálculo do tempo de concentração. A partir disso, a pesquisa propõe-se a confrontar os parâmetros geométricos e hidráulicos resultantes da aplicação de uma equação pluviométrica de referência normativa regional em comparação com modelos ajustados especificamente para a realidade climática local.

Palavras-chave: Drenagem Rodoviária; Equações IDF; Dimensionamento Hidráulico; Intensidade-Duração-Frequência.

ABSTRACT

The proper design of highway drainage systems is a determining factor for the protection of the roadway structure and for ensuring the operational safety of users. In this scenario, the specific design of macro-drainage and surface drainage devices is a process highly dependent on the accuracy of hydrological estimates for intense rainfall. In highway engineering practice, the selection of rainfall parameters representative of local conditions constitutes a fundamental step in the design of drainage works, influencing both operational safety and implementation costs. In this context, the primary objective of this study is to analyze the influence of choosing different Intensity-Duration-Frequency (IDF) relationships on the design of macro-drainage and surface drainage devices. Using two catchment basins intercepted by the BR-050 highway (located at km 43 and km 65) in the municipalities of Uberlândia/MG and Araguari/MG as the object of study, the design flow rates were estimated using the Rational Method, adopting Kirpich's empirical equation to calculate the time of concentration. Based on this, the research proposes to compare the geometric and hydraulic parameters resulting from the application of a regional normative reference rainfall equation against models specifically adjusted to the local climatic reality.

Keywords: Highway Drainage; IDF Equations; Hydraulic Design; Intensity-Duration-Frequency.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Fluxograma das etapas que compõe o método	12
Figura 2– Ciclo Hidrológico	14
Figura 3 – Origens da água presente na estrutura de um pavimento rodoviário	15
Figura 4 - Valetas de Proteção de Corte	28
Figura 5 - Valetas de Proteção de Aterro	29
Figura 6 - Sarjetas de Corte	30
Figura 7 - Sarjetas de Corte, vista de corte	30
Figura 8 - Sarjetas de Aterro	31
Figura 9 – Sarjetas de Aterro, vista de corte	31
Figura 10 - Sarjetas de Canteiro Central	32
Figura 11 - Sarjetas de Canteiro Central, vista de corte	32
Figura 12 - Saída d' Água de Aterro	33
Figura 13 - Saída d' Água de Aterro, vista de corte	33
Figura 14 - Descida d'Água lisa	34
Figura 15 - Perfil Descida d'Água com degraus, vista de corte	35
Figura 16 - Caixa Coletora	35
Figura 17 - Dissipadores de Energia	36
Figura 18 - Bueiro Simples Tubular de Concreto	37
Figura 19 - Bueiro Triplo Celular de Concreto	37
Figura 20 - Vista frontal de Bueiros Tubulares e Celulares	38
Figura 21 - Carga Hidráulica Permissível a Montante Bueiros Celulares de Concreto	44
Figura 22 - Fluxograma do procedimento metodológico	46
Figura 23 - Mapa de localização de Araguari e Uberlândia, sob o trecho da BR-050	50
Figura 24 - Localização trecho de estudo da rodovia BR-050 entre o km 40 e 65	51
Figura 25 - Localização da bacia hidrográfica do Rio Araguari.	53
Figura 26 – Recorte do Modelo Digital de Elevação (MDE) processado no QGIS	54
Figura 27 - Mosaico de microbacias hidrográficas próximas ao trecho analisado da BR-050.	55
Figura 28 – Microbacia selecionada para dimensionamento hidráulico, KM43 da BR-050	56
Figura 29 – Microbacia selecionada para dimensionamento hidráulico, KM65 da BR-050	56
Figura 30 - Detalhamento da plataforma rodoviária e delimitação da área de contribuição transversal para a sarjeta do KM 65+300	58
Figura 31 – Seção geométrica de sarjeta do km65 + 000	59
Figura 32 – Bueiro tubular de concreto do km 43 + 000	59
Figura 33 – Descida d'água lisa no km 65 + 200	60
Figura 34 – Descida d'água em degraus no km 48 + 100	61

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores do Coeficiente de run-off “C” (bacia de contribuição)	18
Tabela 2 – Valores do Coeficiente de run-off “C” (tipo de superfície)	19
Tabela 3 – Parâmetros de Período de Retorno (TR) para Dimensionamento	22
Tabela 4 – Valores de alfa para tempos de chuva por Otto Pfafstetter	23
Tabela 5 – Relação dos Postos Pluviográficos por Otto Pfafstetter	24
Tabela 6 - Vazão, velocidade e carga hidráulica de bueiros tubulares de concreto trabalhando como canal	42
Tabela 7 - Vazão, velocidade e carga hidráulica de bueiros celulares de concreto trabalhando como orifício	43
Tabela 8 - Parâmetros Morfométricos das Bacias de Estudo	57
Tabela 9 - Cálculo da declividade efetiva da Bacia do km 43	63
Tabela 10 - Intensidades de Chuva Calculadas para a Bacia km 43 ($T_c = 16,96$ min)	65
Tabela 11 - Variação Percentual das Intensidades em relação à Catalão (TR = 25 e 50 anos; KM 43)	66
Tabela 12 - Intensidades de Chuva Calculadas para a Bacia km 65 ($T_c = 22,61$ min)	67
Tabela 13 - Variação Percentual das Intensidades em relação à Catalão (TR = 25 e 50 anos; km 65)	68
Tabela 14 - Variação Percentual das Intensidades em relação à Catalão (TR = 10 anos; $T_c = 5$ min)	69
Tabela 15 - Vazões de Projeto Calculadas para a Bacia km 43 + 000	70
Tabela 16 - Vazões de Projeto Calculadas para a Bacia km 65 + 000	70
Tabela 17 - Dimensionamento Final Adotado para as Galerias Celulares (BSCC)	73
Tabela 18 - Vazões de Projeto Calculadas para a Sarjeta - Bacia km 65 + 300	74
Tabela 19 - Vazões de Projeto Calculadas para a Valeta - Bacia km 43 + 000	75

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	9
1.1 Objetivos	10
1.2 Justificativa	10
1.3 Estrutura do Trabalho	11
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	13
2.1 Fundamentos da Hidrologia Aplicada à Engenharia Rodoviária.....	13
2.1.1 O Ciclo Hidrológico e a Precipitação	13
2.1.2 A Importância da Drenagem na Infraestrutura Rodoviária.....	14
2.2 Conceitos Hidrológicos Essenciais para o Dimensionamento.....	16
2.2.1 O Método Racional para Cálculo de Vazões	16
2.2.1.1 Coeficiente de Deflúvio (C).....	17
2.2.3 Bacias Hidrográficas: Caracterização e Parâmetros	19
2.2.4 Tempo de Concentração (Tc).....	20
2.2.5 Tempo de Recorrência (Tr).....	21
2.3 Estimativa de Chuvas Intensas: Equações de Intensidade-Duração-Frequência (IDF)	22
2.3.1 Definição, Relevância e Generalidades das Curvas IDF	22
2.3.2 O Posto de Referência de Catalão e sua Equação IDF	24
2.3.3 Equações IDF para Análise Comparativa na BR-050/MG em Uberlândia	25
2.4 Tipos de dispositivos de drenagem superficial em rodovias	28
2.5 Critérios de Dimensionamento dos Dispositivos de Drenagem Superficial.....	38
2.5.1 Dimensionamento de Valetas de Proteção de Corte e Aterro.....	38
2.5.2 Dimensionamento de Sarjeta de Corte e Aterro	40
2.5.3 Descidas D'Água em Aterro	40
2.5.4 Dimensionamento de Bueiros de Greide e Talvegue.....	40
3. MATERIAIS E MÉTODOS	46
4. ESTUDO DE CASO	50
4.1. Caracterização do Local de Estudo.....	50
4.2. Aspectos Fisiográficos e Topográficos	52
4.3. Identificação e Caracterização das Bacias de Contribuição	54
4.3.1 Identificação das Áreas de Valetas e Sarjetas.....	57
4.4. Levantamento Fotográfico e Diagnóstico de Campo.....	58
5. RESULTADOS E DISCUSSÕES	62

5.1.	Análise Comparativa dos resultados das Intensidades de Chuva (IDF)	62
5.1.1.	Análise IDF para a Macrodrenagem na Seção do km 43.....	65
5.1.2.	Análise IDF para a Macrodrenagem na Seção do km 65.....	67
5.2.	Determinação e Comparação das Vazões de Projeto.....	70
5.3.	Dimensionamento Hidráulico e Verificação de Capacidade	71
5.3.1	Dimensionamento dos Bueiros de talvegue.....	71
5.3.2	Dimensionamento das Sarjetas	73
5.3.3	Dimensionamento das Valetas	74
6.	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	76
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	78

1. INTRODUÇÃO

O desenvolvimento logístico do Brasil, sustentado por rodovias de intenso tráfego e importância econômica, exige um controle rigoroso sobre os projetos de infraestrutura de drenagem, além de manutenção e limpeza. Projetar sistemas de drenagem adequados é fundamental para prevenir alagamentos e inundações, proteger a integridade da infraestrutura da via e garantir a segurança da população. Quando esse dimensionamento falha ou é insuficiente, as consequências como inundações e danos socioeconômicos impactam diretamente a qualidade de vida e o desenvolvimento da região (TUCCI, 1993).

Para que a drenagem rodoviária funcione de forma eficiente, torna-se necessário realizar estudos hidrológicos capazes de estimar a vazão de projeto a ser suportada pelos dispositivos de drenagem. Nesse contexto, a intensidade da chuva (mm/h) constitui uma variável fundamental. Contudo, diferentes metodologias e equações disponíveis para estimativa dessa variável podem resultar em valores distintos quando aplicadas a uma mesma localidade, como observado no município de Uberlândia/MG.

Essas diferenças nas estimativas de intensidade pluviométrica podem influenciar diretamente o dimensionamento hidráulico dos sistemas de drenagem, uma vez que valores mais elevados tendem a conduzir a estruturas com maior capacidade hidráulica e, conseqüentemente, maiores custos de implantação, enquanto valores menores podem resultar em estruturas com menor capacidade de escoamento.

Diante desse contexto, torna-se relevante compreender em que medida a escolha da equação de chuvas intensas influencia no dimensionamento dessas estruturas e quais podem ser os impactos técnicos associados a essa decisão de projeto. Assim, a presente pesquisa é orientada pela seguinte pergunta de pesquisa: como a adoção de diferentes equações de chuvas intensas (relações IDF) influencia no cálculo das vazões de projeto e no dimensionamento de dispositivos de drenagem rodoviária entre os municípios de Uberlândia/MG e Araguari/MG?

Dessa forma, este estudo tem como objetivo comparar e analisar diferentes métodos e equações aplicáveis à estimativa da intensidade pluviométrica, tomando como estudo de caso um trecho da rodovia BR-050/MG, com o intuito de contribuir para o aprimoramento do dimensionamento em projetos de infraestrutura viária.

1.1 Objetivos

O objetivo principal deste trabalho é avaliar a influência de diferentes métodos de estimativa de intensidade de chuva no cálculo de vazões de projeto e no dimensionamento de dispositivos de drenagem rodoviária, de modo a analisar as variações nos resultados obtidos e suas possíveis implicações no desempenho hidráulico, na eficiência do sistema de escoamento superficial e das obras de transposição de talwegues em dois pontos específicos de análise (km 43 e km 65), inseridos no trecho sob concessão da BR-050/MG compreendido entre os km 40 e 65.

Para atender ao objetivo geral, os seguintes objetivos específicos ou secundários são:

1. Realizar uma revisão da literatura técnica e normativa acerca das equações de intensidade-duração-frequência (IDF) de chuvas aplicadas ao dimensionamento de sistemas de drenagem rodoviária.
2. Selecionar diferentes métodos de estimativa de intensidade de chuva, incluindo aqueles recomendados pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), bem como equações desenvolvidas em estudos acadêmicos (dissertações e teses) relacionados à região de estudo.
3. Estimar as vazões de projeto a partir dos diferentes métodos escolhidos, considerando períodos de retorno adotados usualmente em projetos de drenagem de rodovias.
4. Dimensionar dispositivos de drenagem, tais como bueiros, sarjetas e valetas, com base nas vazões obtidas por cada método analisado.
5. Comparar os resultados dos dimensionamentos obtidos, identificando as variações de dimensionamento e possíveis implicações práticas no projeto hidráulico.
6. Discutir os aspectos técnicos associados à adoção dos diferentes métodos de estimativa de chuvas intensas no dimensionamento de sistemas de drenagem rodoviária.

1.2 Justificativa

A infraestrutura rodoviária desempenha papel fundamental no desenvolvimento socioeconômico, e sua durabilidade está diretamente relacionada ao adequado funcionamento dos sistemas de drenagem. A ausência ou o dimensionamento inadequado

desses sistemas pode favorecer a ocorrência de inundações, processos erosivos e danos à estrutura do pavimento, afetando o desempenho da rodovia e as condições de segurança do tráfego, conforme destacado por Jabôr (2024).

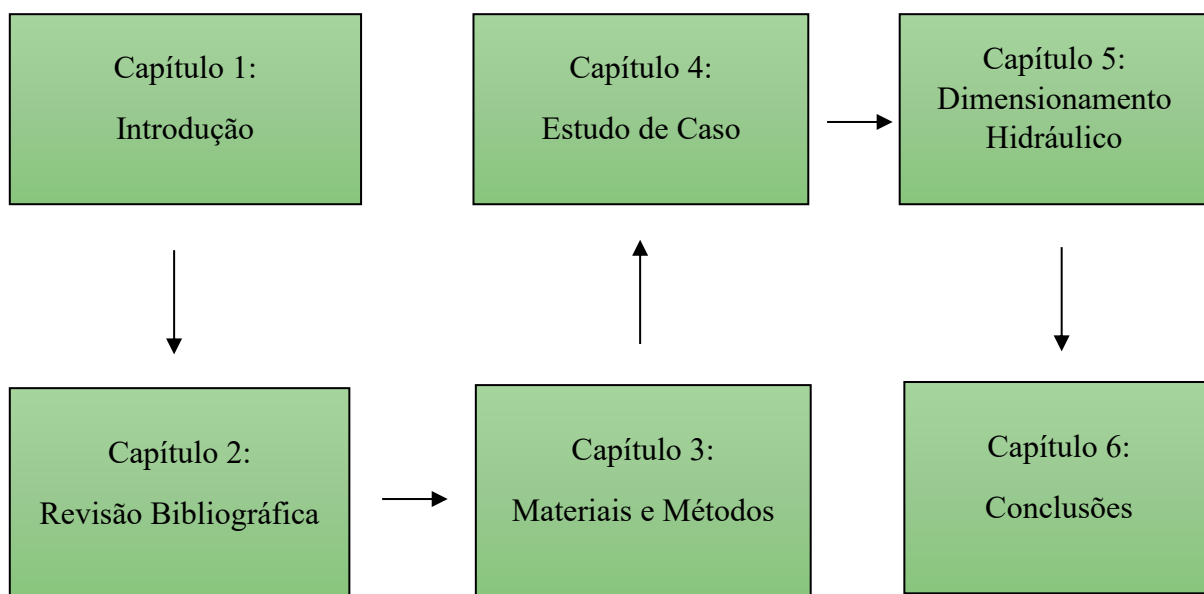
No contexto regional, estudos realizados no município de Uberlândia, como os de Alamy e Francischet (2012) e Silveira (2016), evidenciam a complexidade das condições hidrológicas da região e a importância de uma análise criteriosa para o dimensionamento de obras de drenagem. Nesse cenário, torna-se relevante avaliar como diferentes métodos de estimativa da intensidade de chuva podem influenciar os parâmetros utilizados no dimensionamento hidráulico.

Assim, este trabalho propõe comparar, de forma sistemática, diferentes métodos de estimativa de intensidade pluviométrica e analisar seus reflexos no dimensionamento de dispositivos de drenagem em um trecho da rodovia BR-050/MG, entre os quilômetros 40 e 65. Espera-se contribuir para o aprimoramento de critérios técnicos aplicados a projetos de drenagem rodoviária, favorecendo soluções mais eficientes, seguras e economicamente adequadas à região.

1.3 Estrutura do Trabalho

Para facilitar a compreensão e a sequência lógica do trabalho, foi estruturado em seis capítulos principais, conforme ilustrado no Fluxograma da Figura 1. O desenvolvimento do conteúdo segue uma progressão contínua que se inicia no Capítulo 1 com a Introdução, apresentando a contextualização do tema, o problema de pesquisa, os objetivos e a justificativa. Na sequência, o Capítulo 2 consolida a revisão da literatura, abordando os fundamentos da hidrologia rodoviária, o Método Racional e os critérios normativos do DNIT. A trilha metodológica é detalhada no Capítulo 3, que descreve as ferramentas de geoprocessamento utilizadas. No Capítulo 4, é apresentado o estudo de caso com a caracterização geográfica e a delimitação das bacias hidrográficas do trecho da rodovia BR-050/MG. O núcleo analítico da pesquisa concentra-se no Capítulo 5, dedicado ao dimensionamento hidráulico e à discussão dos resultados, expondo as intensidades pluviométricas calculadas, as vazões de projeto geradas e a verificação estrutural dos dispositivos de drenagem, além dos impactos operacionais, econômicos e de segurança viária. Por fim, o Capítulo 6 apresenta a conclusão, sintetizando as descobertas do estudo e reforçando, de forma técnica, a necessidade de adoção de modelos hidrológicos locais robustos para a garantia da durabilidade da infraestrutura.

Figura 1: Fluxograma das etapas que compõe o método



Fonte: Autor, (2026)

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Compreender o comportamento das precipitações em uma determinada região constitui um aspecto importante para o dimensionamento adequado dos sistemas de drenagem, contribuindo para a segurança e a durabilidade da infraestrutura rodoviária. Nesse contexto, a estimativa da intensidade de chuva representa um parâmetro essencial nos cálculos hidrológicos utilizados para a determinação das vazões de projeto.

Portanto, foi realizada uma revisão da literatura, abordando os principais conceitos de hidrologia aplicados à drenagem rodoviária, bem como os fundamentos das equações de Intensidade-Duração-Frequência (IDF). Adicionalmente, são apresentados os princípios de dimensionamento de dispositivos de drenagem e as características das curvas IDF obtidas a partir de normas técnicas e estudos desenvolvidos na região. Esses elementos fornecem a base conceitual necessária para a comparação das diferentes abordagens de estimativa da intensidade de chuva analisadas neste estudo.

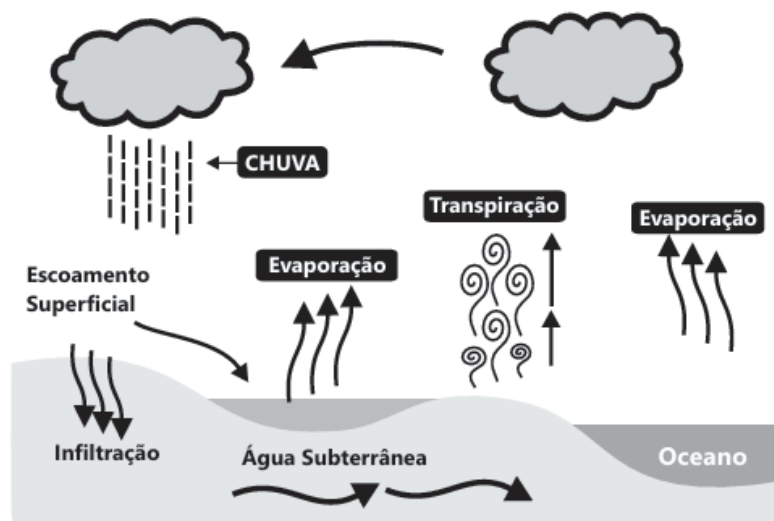
2.1 Fundamentos da Hidrologia Aplicada à Engenharia Rodoviária

A hidrologia é a ciência da água na Terra relacionada com sua ocorrência, circulação e distribuição, importante para a engenharia rodoviária. A interação da água com a infraestrutura de transportes abrange desde os processos naturais de precipitação e escoamento até os impactos diretos e indiretos nas estruturas viárias (TUCCI, 1993). Compreender esses fundamentos é essencial para o planejamento, projeto, construção e manutenção de rodovias, minimizando os riscos associados aos eventos hidrológicos.

2.1.1 O Ciclo Hidrológico e a Precipitação

O ciclo hidrológico descreve o movimento contínuo da água na Terra e em sua atmosfera. Conforme detalhado por Jabôr (2024), ele envolve fases como evaporação, condensação, precipitação e escoamento superficial e subterrâneo. A Figura 2 apresenta uma representação esquemática desse processo contínuo.

Figura 2– Ciclo Hidrológico



Fonte: Jabôr (2024)

A precipitação, em suas diversas formas, é a principal entrada de água nos sistemas terrestres e, conseqüentemente, nas bacias hidrográficas e superfícies rodoviárias. A intensidade, duração e frequência da precipitação são variáveis críticas que determinam a resposta hidrológica de uma área, influenciando diretamente o volume e a velocidade do escoamento. Por exemplo, Silveira (2016) destaca a precipitação como fator determinante para a compreensão do escoamento superficial em bacias hidrográficas, ressaltando a variabilidade espacial e temporal desse fenômeno, que é medida e quantificada com pluviômetros e pluviógrafos, responsáveis por registrar a altura e a intensidade da chuva ao longo do tempo. Esses dados são a base da análise hidrológica de qualquer projeto.

2.1.2 A Importância da Drenagem na Infraestrutura Rodoviária

A drenagem rodoviária constitui um componente essencial da infraestrutura de uma rodovia, desempenhando papel fundamental na segurança, durabilidade e desempenho ao longo da vida útil de uma via. Seu principal objetivo é coletar, conduzir e direcionar de forma eficaz tanto as águas superficiais quanto as subterrâneas que incidem sobre a plataforma da rodovia e suas áreas adjacentes, de modo a evitar danos à estrutura do pavimento, processos erosivos e prejuízos à operação da rodovia, especialmente durante eventos de precipitação intensa (DNIT, 2005).

Conforme Jabôr (2024), a drenagem pode ser compreendida como a área técnica responsável pelo planejamento e pela implantação de sistemas destinados à coleta,

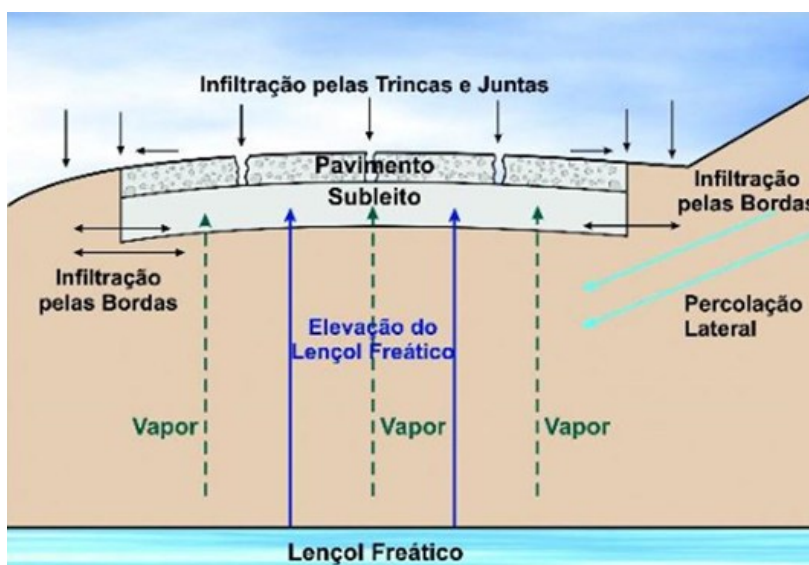
condução e controle das águas superficiais e subsuperficiais, com a finalidade de prevenir danos às estruturas rodoviárias e garantir a preservação das áreas influenciadas.

Como a água é uma das principais ameaças à integridade das rodovias, a ausência ou o dimensionamento inadequado de sistemas de drenagem pode resultar em danos significativos à infraestrutura viária. A presença prolongada de umidade nas camadas do pavimento, combinada com as solicitações do tráfego, tende a acelerar os processos de deterioração e reduzir a vida útil da estrutura.

Dessa forma, um sistema de drenagem eficiente contribui não apenas para a proteção do investimento realizado na infraestrutura rodoviária, mas também para o adequado desempenho de outras etapas do projeto de engenharia, como o projeto geométrico, as obras de terraplenagem e os estudos de pavimentação, entre outros, os quais estão diretamente relacionados à adequada gestão das águas pluviais (DNIT, 2006).

A Figura 3 mostra como a água se infiltra e se movimenta dentro da estrutura de um pavimento, um processo que ocorre principalmente de quatro formas: através de trincas e juntas, pelas bordas da pista, por percolação lateral e pela subida do lençol freático. Sem um sistema de drenagem capaz de controlar esses caminhos, a água acelera a degradação da estrada e compromete sua capacidade estrutural (DNIT, 2006).

Figura 3 – Origens da água presente na estrutura de um pavimento rodoviário



Fonte: DNIT (2006)

Quando a água penetra por trincas e juntas, ela atinge diretamente as camadas inferiores do pavimento. Isso reduz a resistência do material e causa a perda de suporte do subleito, levando a deformações e ao aparecimento de trincas reflexivas, um problema que se agrava sob o tráfego de veículos pesados. Já a infiltração pelas bordas, comum em vias sem drenagem superficial adequada, satura o solo e pode desencadear erosão interna e instabilidade nos taludes, colocando em risco a segurança da rodovia (DER-SP, 2010).

Em regiões com solos argilosos e alto índice de chuvas, a elevação do lençol freático representa um risco ainda maior para a estrutura. Quando o nível da água subterrânea sobe e atinge as camadas do pavimento, a umidade ascende por capilaridade. Esse fenômeno reduz a rigidez da estrutura e amplia as deflexões sob a ação do tráfego. Como consequência, pode ocorrer também o bombeamento de finos: a água arrasta partículas do subleito, criando vazios progressivos que comprometem gravemente a capacidade de suporte da via (SUZUKI et. al, 2013).

Além disso, a água que se desloca lateralmente dentro do pavimento pode causar a desagregação entre o cimento asfáltico e os agregados. O resultado é a perda de material superficial, com formação de trincas e buracos, que elevam drasticamente os custos de manutenção e reduzem a vida útil da via (DNIT, 2006).

2.2 Conceitos Hidrológicos Essenciais para o Dimensionamento

O dimensionamento eficiente de um sistema de drenagem pressupõe a aplicação rigorosa de preceitos hidrológicos. Essa abordagem metodológica permite prever a resposta hidrológica da bacia de contribuição frente a eventos pluviométricos, quantificar o deflúvio superficial e determinar a vazão de projeto que os dispositivos de drenagem deverão suportar.

2.2.1 O Método Racional para Cálculo de Vazões

O Método Racional consolida-se como um dos modelos hidrológicos mais utilizados para a estimativa de vazões de pico em pequenas bacias. Sua formulação direta e aplicabilidade prática fundamentam sua adoção no pré-dimensionamento e projeto de estruturas de drenagem rodoviária. A formulação analítica do Método Racional em projetos rodoviários para áreas menores ou iguais a 4 km² é expressa pela Equação 1:

$$Q = 0,0028 \cdot C \cdot I \cdot A \quad (\text{Equação 1})$$

Onde:

Q = vazão máxima em m³/s;

C = coeficiente de Deflúvio (adimensional);

I = intensidade média de precipitação para a duração igual ao tempo de concentração (tc) da bacia hidrográfica e para o período de recorrência do projeto, em mm/h;

A = área da bacia de contribuição, em hectares (ha).

A correta aplicação do Método Racional demanda a determinação de seus três componentes principais: a área da bacia (A), a escolha apropriada do coeficiente de Deflúvio (C), e a estimativa da intensidade pluviométrica (I) para a região estudada. A intensidade pluviométrica (I) é especialmente importante, calculada nos estudos IDF e associada ao tempo de concentração (tc) e ao Período de Retorno (Tr) selecionado para um estudo (Jabôr, 2024).

Ainda no método racional para as pequenas bacias (áreas inferiores a 4 km²), a literatura especializada apresenta diferentes formulações para a estimativa do tempo de concentração (Tc), destacando-se as equações empíricas de Peltier-Bonnenfant e Kirpich. A escolha pela metodologia de Kirpich no presente estudo justifica-se pela sua consagração na prática da engenharia rodoviária e por sua dependência direta de parâmetros físicos fundamentais e de extração no ambiente SIG (comprimento e declividade do talvegue). Cumpre ressaltar, adicionalmente, que os manuais técnicos preveem adaptações do método para áreas maiores, como a adoção do Método Racional associado a um coeficiente de retardo para bacias entre 4 km² e 10 km². Contudo, uma vez que todas as bacias de contribuição interceptadas pelo trecho em análise da BR-050 se enquadram estritamente no limite de até 4 km², a modelagem hidrológica manteve-se fundamentada na aplicação exclusiva do Método Racional explicitado (Jabôr, 2024).

2.2.1.1 Coeficiente de Deflúvio (C)

O Coeficiente de Deflúvio (C), também conhecido como Coeficiente de Escoamento Superficial ou “run-off”, é um parâmetro adimensional que expressa a parcela da precipitação total que efetivamente se transforma em escoamento superficial em uma determinada área. Sendo assim, ele representa a relação entre o volume de água que escoou superficialmente e o volume total precipitado sobre uma bacia. Por exemplo, um

coeficiente de deflúvio de 0,30 indica que apenas 30% da água precipitada na área contribuirá para o escoamento superficial no ponto de interesse (Jabôr, 2024).

Este coeficiente é influenciado por uma série de fatores que determinam a capacidade de retenção e infiltração do solo. Dentre eles, destacam-se a geomorfologia do terreno, o tipo e a densidade da vegetação, o tipo de solo e sua permeabilidade, bem como a presença de depressões superficiais e a interceptação vegetal. Para a caracterização da bacia de contribuição natural, adotou-se a classificação proposta pelos engenheiros Baptista Gariglio e José Paulo Ferrari (Tabela 1), que correlaciona o tipo de solo, a permeabilidade e a cobertura vegetal. Os autores adotam uma abordagem qualitativa e empírica, fundamentada na textura e granulometria do material. Solos de baixa permeabilidade (argilosos e rochosos) apresentam predominância de microporos, o que restringe a infiltração e maximiza o escoamento superficial. Em contraste, solos de média a alta permeabilidade (argilo-arenosos) possuem maior fração granular e porosidade interconectada, condição que favorece a passagem da água para o subsolo e reduz significativamente o deflúvio gerado (Jabôr, 2024)

Tabela 1 – Valores do Coeficiente de run-off “C” (bacia de contribuição)

TIPO DE SOLO, PERMEABILIDADE E COBERTURA VEGETAL	COEF. DEFLÚVIO
1• Solo rochoso, de baixa permeabilidade, com vegetação rala	0,70 a 0,85
2• Solo rochoso, de baixa permeabilidade, com vegetação densa	0,65 a 0,80
3• Solo rochoso, de média permeabilidade, com vegetação rala	0,60 a 0,75
4• Solo rochoso, de média permeabilidade, com vegetação densa	0,55 a 0,70
5• Solo argiloso, de baixa permeabilidade, com vegetação rala	0,50 a 0,65
6• Solo argiloso, de baixa permeabilidade, com vegetação densa	0,45 a 0,60
7• Solo argiloso, de baixa permeabilidade, com floresta	0,40 a 0,55
8• Solo argiloso-arenoso, de média permeabilidade, com vegetação rala	0,35 a 0,50
9• Solo argiloso-arenoso, de média permeabilidade, com vegetação densa	0,30 a 0,45
10• Solo argiloso-arenoso, de média permeabilidade, com floresta	0,25 a 0,40
11• Solo argiloso-arenoso, de alta permeabilidade, com vegetação rala	0,20 a 0,35
12• Solo argiloso-arenoso, de alta permeabilidade, com vegetação densa	0,15 a 0,30
13• Solo argiloso-arenoso, de alta permeabilidade, com floresta	0,10 a 0,25

Fonte: Jabôr (2024)

Para as áreas correspondentes à pista e infraestrutura direta, seguiram-se as diretrizes e tabelas de coeficientes de deflúvio preconizadas pelo DNIT (Tabela 2).

Tabela 2 – Valores do Coeficiente de run-off “C” (tipo de superfície)

TIPO DE SUPERFÍCIE	COEFICIENTE DE DEFLÚVIO “C”
Ruas:	
Asfalto	0,70 a 0,95
Concreto	0,80 a 0,95
Tijolos	0,70 a 0,85
Trajeto de acesso a calçadas	0,75 a 0,85
Telhados	0,75 a 0,95
Gramados; solos arenosos:	
Plano, 2%	0,05 a 0,10
Médio, 2 a 7%	0,10 a 0,15
Íngreme, 7%	0,15 a 0,20
Gramados; solo compacto:	
Plano, 2%	0,13 a 0,17
Médio, 2 a 7%	0,18 a 0,22
Íngreme, 7%	0,15 a 0,35

Fonte: DNIT (2005)

2.2.3 Bacias Hidrográficas: Caracterização e Parâmetros

A bacia hidrográfica, ou bacia de contribuição, é a unidade fundamental no estudo hidrológico, definida como a área que drena a água de precipitação para um único ponto de saída, delimitada por divisores topográficos (Silveira, 2016). Ela age como um sistema em que a água entra pela precipitação e sai como escoamento superficial, com perdas devido à evaporação, transpiração e infiltração. A caracterização dessas bacias é essencial para determinar descargas, a declividade média e as parciais, além de definir as condições de escoamento, sendo um pré-requisito para o projeto de drenagem de rodovias (DNIT, 2022).

As características físicas da bacia influenciam diretamente sua resposta hidrológica. Os parâmetros fisiográficos mais importantes segundo (Jabôr, 2024). incluem:

- área da Bacia (A): A projeção horizontal da área da delimitação da bacia;
- comprimento do Talvegue Principal (L): O percurso mais longo da água até o ponto de saída;
- declividade do talvegue (S): A inclinação do curso d'água principal. Uma maior declividade implica maior vazão. A declividade efetiva é mais precisa que a média para cálculos. Ela pode ser calculada através da Equação 2:

$$i = \left[\frac{L}{\frac{L_1}{\sqrt{i_1}} + \frac{L_2}{\sqrt{i_2}} + \frac{L_3}{\sqrt{i_3}} + \dots + \frac{L_n}{\sqrt{i_n}}} \right]^2 \quad (\text{Equação 2})$$

Em que:

L = comprimento total do talvegue principal (km);

$L_1, L_2, \dots, L_n$ = comprimentos parciais do talvegue (km);

$i_1, i_2, \dots, i_n$ = declividades parciais (m/m).

A declividade efetiva é um parâmetro que captura com mais fidelidade o comportamento real da água em uma bacia, pois considera as variações do relevo ao longo de todo o percurso. Por refletir melhor a dinâmica do escoamento, seu uso é recomendado para o cálculo do tempo de concentração (Jabôr, 2024).

2.2.4 Tempo de Concentração (T_c)

O Tempo de Concentração (T_c) é um dos parâmetros hidrológicos mais críticos para o dimensionamento de obras de drenagem. É o tempo do início da chuva até o momento necessário para que toda a área da bacia hidrográfica contribua para o escoamento superficial no determinado trecho. Este parâmetro é importante para a implementação de sistemas de alerta contra inundações, projetos de drenagem urbana, separação do hidrograma e definição do intervalo de monitoramento hidrológico (Jabôr, 2024).

O Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT, 2006), recomenda que o projetista selecione a equação mais adequada considerando as características físicas e ambientais da área em estudo, observando critérios como: compatibilidade com a forma e dimensão da bacia hidrográfica; adequação à região de interesse da rodovia, levando em conta o regime de chuvas e as condições topográficas locais; inclusão do maior número possível de elementos físicos relevantes, como declividade do talvegue, tipo de solo, cobertura vegetal e condições de infiltração.

Sendo assim, a Equação 3 ilustra o tempo de concentração desenvolvida por Kirpich (1940):

$$T_c = \left(\frac{0,294 \cdot L}{\sqrt{i}} \right)^{0,77} \quad (\text{Equação 3})$$

Onde:

- T_c = Tempo de concentração, em h;
- L = Comprimento do talvegue principal, em km;
- i = Declividade efetiva do talvegue em %

2.2.5 Tempo de Recorrência (T_r)

O Tempo de Recorrência (T_r), também conhecido como período de retorno, representa o intervalo médio em anos em que um evento hidrológico de determinada magnitude (por exemplo, uma vazão ou uma intensidade de chuva) é igualado ou superado pelo menos uma vez. Escolher o T_r adequado é um equilíbrio entre custo, segurança e o risco aceitável. Quanto maior o valor adotado, mais robusta e mais cara será a obra, pois ela será projetada para suportar eventos raros de maior magnitude. Por outro lado, uma recorrência menor leva a uma solução mais econômica, porém com um risco aumentado de que a estrutura não consiga suportar uma chuva intensa durante sua vida útil. Portanto, essa decisão está diretamente ligada ao conceito de análise de risco, que quantifica a probabilidade de uma obra falhar ao menos uma vez no período para o qual foi projetada (Jabôr, 2024).

A escolha desse tempo é diretamente proporcional à importância da obra e ao impacto potencial de sua falha. Um extravasor de barragem, por exemplo, cujo rompimento teria consequências catastróficas, é projetado para suportar eventos extremamente raros, com T_r na faixa de 1.000 a 10.000 anos. Em contrapartida, obras como bueiros rodoviários ou sistemas de drenagem urbana, onde as falhas, ainda que causem prejuízos relevantes, têm um alcance mais localizado, possuem tempos de recorrência consideravelmente menores (Jabôr, 2024).

Para projetos rodoviários no Brasil, o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes estabelece diretrizes específicas para o Tempo de Recorrência, visando padronizar a segurança e funcionalidade das obras. As recomendações do DNIT (2005) conforme a Tabela 3, são:

Tabela 3 – Parâmetros de Período de Retorno (TR) para Dimensionamento

Tipologia do Dispositivo de Drenagem	Período de Retorno (Anos)	Regime Hidráulico / Observação
Sistemas de Drenagem Superficial	5 — 10	Escoamento livre sobre o pavimento e valetas.
Drenagem Profunda (Subterrânea)	1	Controle do nível freático e proteção do corpo estradal.
Bueiros Tubulares	10 ou 25	TR=10 para regime de canal; TR=25 para regime de orifício.
Galerias e Bueiros Celulares	25 ou 50	TR=25 para regime de canal; TR=50 para regime de orifício.
Estruturas de Pontilhões	50	Transposição de pequenos cursos d'água.
Estruturas de Pontes	100	Grandes travessias e obras de arte especiais (OAE).

Fonte: Autor (2026) adaptado de DNIT (2005).

2.3 Estimativa de Chuvas Intensas: Equações de Intensidade-Duração-Frequência (IDF)

A estimativa da intensidade das chuvas é um dos pilares para o dimensionamento hidrológico para o correto dimensionamento de obras de infraestruturas, especialmente em projetos de rodovias, onde a previsão de vazões de cheia é crucial para a segurança e a durabilidade das obras. As estimativas das equações de Intensidade-Duração-Frequência (IDF) representam a ferramenta mais comumente utilizada para caracterizar o comportamento das chuvas intensas em uma determinada localidade.

2.3.1 Definição, Relevância e Generalidades das Curvas IDF

As Curvas ou Equações de Intensidade-Duração-Frequência (IDF) estabelecem uma relação matemática entre três variáveis hidrológicas fundamentais: a intensidade máxima da precipitação (i), sua duração (t) e a frequência com que esses eventos são esperados (Tr , ou período de retorno). Essa relação é essencial para a engenharia, pois permite prever o comportamento das chuvas extremas, que são os eventos de interesse para o projeto de sistemas de drenagem (TUCCI, 1993).

A determinação de uma equação de IDF e a caracterização da distribuição temporal das chuvas intensas são decisivas para a quantificação das vazões de cheia, auxiliando na prevenção e solução dos efeitos de inundações em áreas urbanas, conforme apontado por Alamy e Francischet (2012). Os autores ressaltam que tais equações são fundamentais para o planejamento de atividades influenciadas pela quantidade de água precipitada, servindo como parâmetro de entrada para modelos matemáticos que transformam chuva em vazão, como o método racional, por exemplo.

O Engenheiro Otto Pfafstetter (Pfafstetter, 1982), desenvolveu um método, proveniente de um compilado de estudos de mais de 98 postos diferentes, com a utilização de coeficientes resultantes de estudos de adaptação pluviográfica, que permitem a modelagem da curva IDF (Intensidade-Duração-Frequência) através da Equação 4.

$$P = K \cdot [a \cdot t + b \cdot \log (1 + c \cdot t)] \quad (\text{Equação 4})$$

Onde:

- P é a precipitação em mm;
- t é a duração da chuva (horas);
- K, a, b, c são os coeficientes específicos da localidade e do estudo.

Onde K representa o fator de probabilidade, que depende do tempo de recorrência (T) e é calculado pela seguinte Equação 4.1:

$$K = T^{(\alpha + \beta / T^{0.25})} \quad (\text{Equação 4.1})$$

Onde:

- K = fator de probabilidade (adimensional)
- T = tempo de recorrência (anos)
- α = coeficiente que depende da precipitação (igual para todos os postos)
- β = coeficiente que depende da duração da precipitação, igual ao tempo de concentração Tc (específico para cada posto)

O processo de construção dessas equações envolve a análise de longas séries históricas de dados pluviométricos. A partir da análise desses dados, calculam-se os valores

de precipitação para diversos períodos de retorno e durações, que são subsequentemente ajustados para a obtenção dos parâmetros, conforme Tabelas 4.

Tabela 4 – Valores de alfa para tempos de chuva por Otto Pfafstetter

Valores de alfa													
Duração	5 min	15min	30min	1 h	2 h	4 h	8 h	14 h	24 h	48 h	3 d	4 d	6 d
α	0,108	0,122	0,138	0,156	0,166	0,174	0,176	0,174	0,170	0,166	0,160	0,156	0,152

Fonte: Pfafstetter (1982)

O coeficiente β é determinado em função do tempo de concentração da bacia hidrográfica, o qual representa o intervalo necessário para que toda a área de drenagem contribua para o escoamento superficial no exutório. A determinação de β fundamenta-se na análise estatística de séries históricas de precipitação em diferentes durações, permitindo a caracterização do regime pluvial regional. Os valores de β são obtidos a partir de tabelas específicas elaboradas para cada posto pluviográfico, as quais relacionam diferentes tempos de duração com os respectivos coeficientes ajustados.

2.3.2 O Posto de Referência de Catalão e sua Equação IDF

Por um longo período na engenharia brasileira, a escassez de dados pluviográficos locais contínuos impulsionou a adoção de postos de referência para o dimensionamento de obras de drenagem. Na clássica relação de postos pluviográficos estabelecida por Pfafstetter (1982), as opções disponíveis para o estado de Minas Gerais, como: Paracatu, Belo Horizonte, Sete Lagoas e Barbacena, encontram-se a centenas de quilômetros da área de estudo, o que inviabiliza a representatividade hidrológica para a região do Triângulo Mineiro.

Diante dessa limitação e visando maior rigor e coerência metodológica, adotou-se exclusivamente o modelo desenvolvido por Pfafstetter (1982) para a obtenção das intensidades de chuvas intensas para o posto de Catalão (GO). Essa escolha elimina a necessidade de recorrer a equações ajustadas por terceiros a partir de parâmetros originais de Pfafstetter, mantendo a unicidade e rastreabilidade do método ao longo de toda a pesquisa. Os coeficientes de posto adotados para Catalão são: $a = 0,5$; $b = 27$; $c = 20$ (Pfafstetter, 1982), conforme Tabela 5.

Tabela 5 – Relação dos Postos Pluviográficos por Otto Pfafstetter

UF	LOCAL	a	b	c	VALORES DE B			
					5 min.	15 min.	30 min.	> 1h
AC	Rio Branco	0,3	31	20	- 0,08	0,00	0,04	0,08
	Sena Madureira	0,2	30	20	0,00	0,04	0,08	0,04
AL	Maceió	0,5	29	10	0,00	0,04	0,08	0,20
AM	Juruatê	0,2	37	20	0,04	0,00	0,00	0,00
	Manaus	0,1	33	20	0,04	0,00	0,00	0,00
	Parintins	0,6	30	20	0,04	0,04	0,04	0,08
	Urupês	0,2	36	20	0,08	0,04	0,04	0,04
BA	Salvador	0,6	33	10	-0,04	0,08	0,08	0,12
CE	Fortaleza	0,2	36	20	0,04	0,04	0,08	0,08
	Guaramiranga	0,5	22	20	-0,04	0,04	0,08	0,08
	Quixeramobim	0,2	17	60	-0,08	0,04	0,08	0,12
ES	Vitória	0,3	34	10	0,12	0,12	0,12	0,12
FN	Fernando de Noronha	0,7	23	20	-0,08	0,04	0,12	0,12
GO	Catalão	0,5	27	20	0,04	0,04	0,04	0,04
	Formosa	0,5	27	20	0,08	0,08	0,08	0,04
	Goiânia	0,2	30	20	0,08	0,08	0,08	0,12

Fonte: Otto Pfafstetter (1982)

Nesse cenário, a adoção do posto pluviográfico de Catalão (GO) destaca-se como a alternativa técnica mais robusta. Embora localizado em outro estado, Catalão encontra-se a aproximadamente 110 km de Uberlândia (e a apenas 70 km do extremo do trecho em estudo, em Araguari). Aliada a essa proximidade geográfica, a forte similaridade climática e altimétrica entre o sul goiano e o Triângulo Mineiro justifica a transposição direta desses parâmetros para a rodovia BR-050 (km 40 ao 65). Dessa forma, garante-se o uso de uma série histórica extensa e confiável para a elaboração das relações de Intensidade-Duração-Frequência (IDF), sem a necessidade de aplicação de coeficientes de ajuste espacial (Alamy e Francischet, 2012).

2.3.3 Equações IDF para Análise Comparativa na BR-050/MG em Uberlândia

A especificidade locacional das relações Intensidade-Duração-Frequência (IDF) constituiu uma premissa fundamental para o dimensionamento hidráulico nesta pesquisa. Constatou-se que a extrapolação de equações concebidas para regiões fisiograficamente distintas, a exemplo do modelo normativo de Catalão-GO, induzia a imprecisões analíticas e a dimensionamentos inadequados, comprometendo a segurança operacional e a integridade da infraestrutura viária.

Nesse contexto, a qualidade dos dados utilizados para desenvolver essas equações é tão importante quanto sua origem geográfica. Devido a diversidade de métodos e dados disponíveis para a estimativa de intensidades pluviométricas na região da BR-050/MG, especialmente nas proximidades do município de Uberlândia/MG, uma análise comparativa preliminar mostrou-se essencial. Tal etapa objetivou mapear as divergências nos padrões de comportamento hidrológico expressos por cada modelo.

Com o intuito de otimizar o processamento dos dados, mitigar redundâncias estatísticas e isolar o impacto da escolha metodológica no dimensionamento dos dispositivos de drenagem, selecionaram-se três equações IDF representativas para Uberlândia/MG. Essa seleção pautou-se na abrangência de três abordagens distintas de projeto: a Equação Intensidade-Duração-Frequência proposta por Alamy e Francischet (2012), a relação pluviométrica municipal estabelecida pelo Departamento Municipal de Água e Esgoto (DMAE) e o modelo institucional de referência estadual da Companhia de Saneamento de Minas Gerais (COPASA).

Por fim, a aplicação comparativa desses três métodos distintos no dimensionamento dos elementos de drenagem da rodovia revelou-se indispensável para a quantificação das discrepâncias nas vazões de projeto, nas seções geométricas das obras de arte e, por conseguinte, nos reflexos diretos sobre os custos de implantação e manutenção do ativo viário.

2.3.3.1 Equação IDF Institucional DMAE

A primeira abordagem metodológica analisada compreendeu o modelo institucional municipal. Este modelo reflete as diretrizes técnicas e os estudos hidrológicos estipulados pelo Departamento Municipal de Água e Esgoto (DMAE) de Uberlândia, cujos parâmetros são de observância obrigatória para a aprovação de projetos de infraestrutura, em estrita consonância com as diretrizes de expansão e gestão de águas pluviais do Plano Diretor do município. Fundamentada no monitoramento histórico da estação pluviométrica da Fazenda Letreiro, essa relação atua como a referência oficial para o dimensionamento hidráulico local. A partir da consolidação estatística desses registros, conforme reportado por Bello (2018, Tabela 5), a Equação 5 expressa a relação Intensidade-Duração-Frequência (IDF) estabelecida para esta localidade:

$$i = \frac{(827,802 * T_R^{0,137})}{(t + 9,782)^{0,724}} \quad (\text{Equação 5})$$

Onde:

i = intensidade de chuva (mm/h)

Tr = Período de Retorno (anos)

t = duração da chuva (minutos)

2.3.3.2 Equação IDF Proposta por Alamy e Francischet (2012)

Nesse estudo, foram analisadas séries de precipitações máximas diárias anuais referentes ao período de 1981 a 2010, a partir das quais foi ajustada uma equação IDF para estimativa da intensidade de precipitação em função da duração e do período de retorno. A equação original expressa a intensidade de precipitação em mm/min. Para manter a padronização das unidades adotadas neste trabalho, a Equação 6 foi convertida para mm/h, conforme apresentado a seguir.

$$i = \frac{(2134,56 * T_R^{0,179})}{(t + 16,0)^{0,879}} \quad (\text{Equação 6})$$

Onde:

i = intensidade de chuva (mm/h)

Tr = Período de Retorno (anos)

t = duração da chuva (minutos)

2.3.3.3 Equação IDF Institucional (COPASA)

O modelo pluviométrico estabelecido pela Companhia de Saneamento de Minas Gerais (COPASA, 2001) constituiu uma referência institucional de âmbito estadual para a presente pesquisa. Este modelo foi desenvolvido a partir de uma cooperação técnica com a Universidade Federal de Viçosa (UFV), cujo rigor metodológico resultou na calibração de 193 relações IDF abrangendo o território mineiro. A Equação 7 expressa a relação Intensidade-Duração-Frequência especificamente ajustada para o município de Uberlândia, decorrente deste levantamento:

$$i = \frac{(11211,91 * T_R^{0,188})}{(t + 46,354)^{1,159}} \quad (\text{Equação 7})$$

Onde:

i = intensidade de chuva (mm/h)

Tr = Período de Retorno (anos)

t = duração da chuva (minutos)

2.4 Tipos de dispositivos de drenagem superficial em rodovias

Um projeto de drenagem rodoviária adequado é essencial para garantir a segurança dos usuários, a preservação da infraestrutura viária e a proteção das áreas adjacentes. Esse projeto é composto por um conjunto de dispositivos hidráulicos que devem ser selecionados, dimensionados e posicionados de forma apropriada, compondo o sistema de drenagem da rodovia (Jabôr, 2024).

Os dispositivos de drenagem superficial são responsáveis por interceptar e captar as águas que escoam sobre a superfície da rodovia e suas áreas próximas. Seu objetivo é evitar o acúmulo de água na pista, prevenindo a aquaplanagem dos veículos, protegendo os taludes contra processos erosivos e direcionando o escoamento para pontos de deságue seguros (DNIT, 2006).

Entre os principais dispositivos utilizados na drenagem superficial de rodovias, destacam-se as valetas de proteção de corte, as sarjetas..., as descidas d'água e outros elementos destinados à condução e ao controle do escoamento superficial. A seguir, são apresentados alguns desses dispositivos e suas principais funções.

- **Valetas de Proteção de Corte:** interceptam e conduzem as águas que escoam pelo terreno natural das encostas a montante dos cortes, evitando o aumento de volume de água direcionado às sarjetas e contribuindo para a estabilidade dos taludes (DNIT, 2006), conforme ilustra a Figura 4.

Figura 4 - Valetas de Proteção de Corte



Fonte: Jabôr (2024)

- Valetas de Proteção de Aterro: interceptam e conduzem as águas precipitadas sobre as áreas que escoam a montante dos aterros, protegendo o “pé da saia” do aterro, (DNIT, 2006), conforme ilustra a Figura 5.

Figura 5 - Valetas de Proteção de Aterro



Fonte: HLA Engenharia (2021)

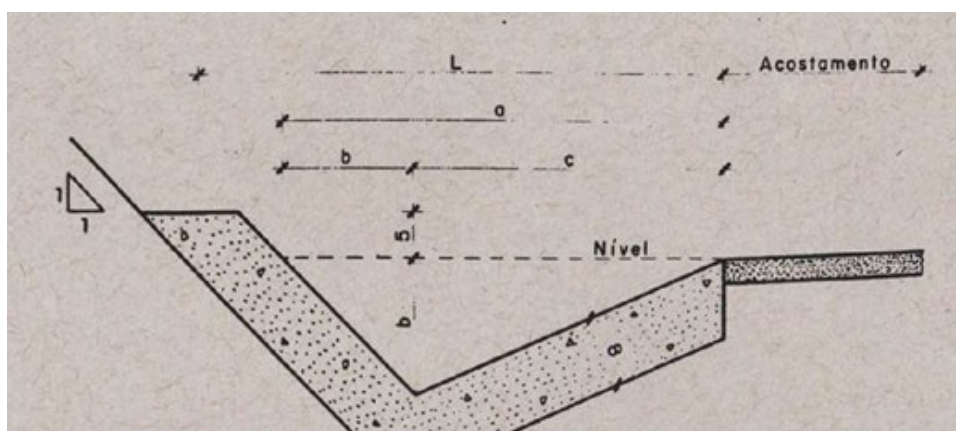
- Sarjetas de Corte: são dispositivos localizados lateralmente às pistas de rolamento, cuja a função é captar e conduzir as águas até pontos de saída, seja na passagem corte-aterro para o terreno natural, ou, para as caixas coletoras de bueiros de greide (DNIT, 2006), conforme ilustra a Figura 6 e 7.

Figura 6 - Sarjetas de Corte



Fonte: Jabôr (2024)

Figura 7 - Sarjetas de Corte, vista de corte



Fonte: DER-MG (2005)

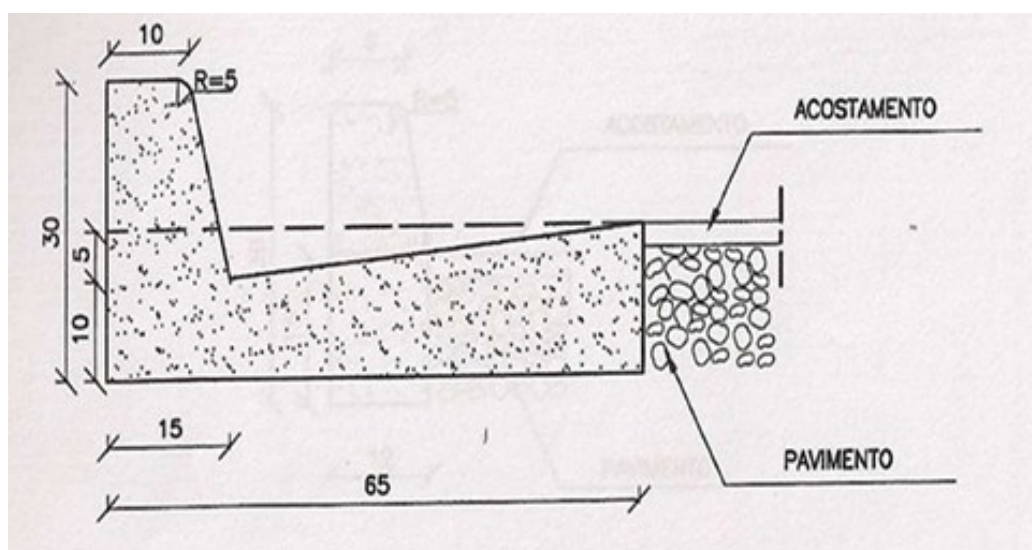
Sarjetas de Aterro: Captam as águas da pista de rolamento e a conduzem para bueiros de greide ou saídas de água, impedindo que escoam pelo talude do aterro e causem erosão (DNIT, 2006), conforme ilustra a Figura 8 e 9.

Figura 8 - Sarjetas de Aterro



Fonte: DNIT (2006)

Figura 9 – Sarjetas de Aterro, vista de corte



Fonte: DNIT (2006)

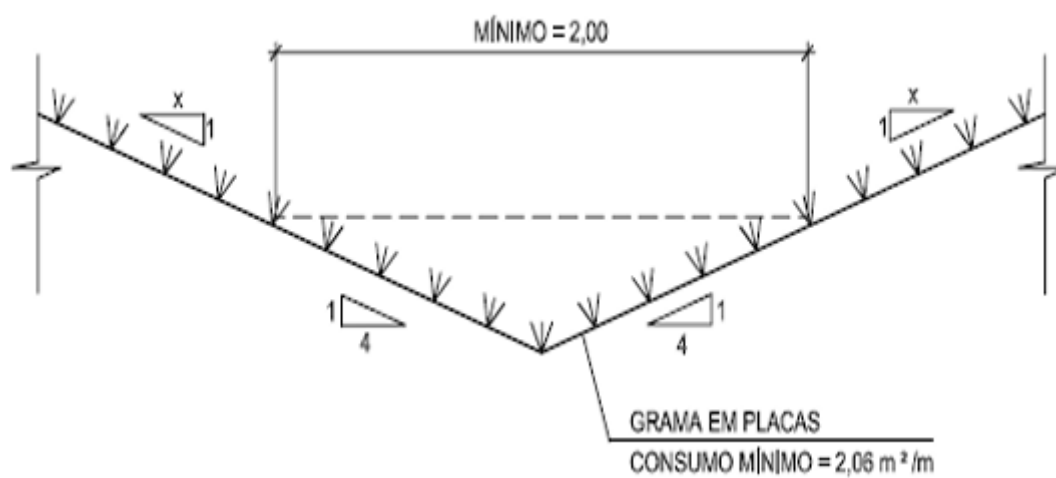
Sarjetas de Canteiro Central: Em rodovias de pista dupla, captam e conduzem as águas precipitadas sobre as pistas e o canteiro central para os dispositivos. (DNIT, 2006), conforme ilustra a Figura 10 e 11.

Figura 10 - Sarjetas de Canteiro Central



Fonte: Jabôr (2024)

Figura 11 - Sarjetas de Canteiro Central, vista de corte



Fonte: DNIT (2006)

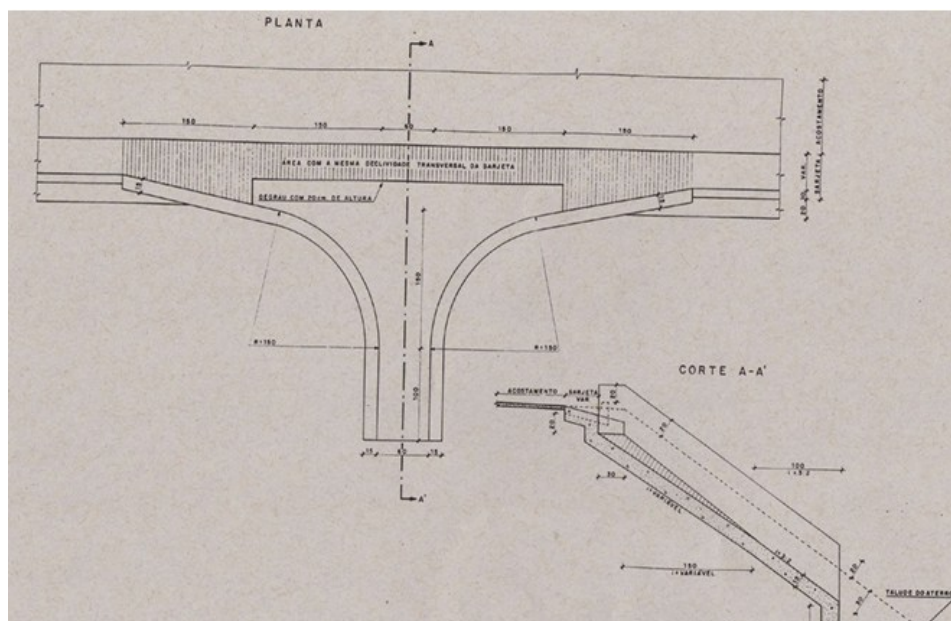
Entrada para Saídas d'Água: São responsáveis por coletar a água das sarjetas e conduzi-las para as descidas d'água. Utilizadas quando a sarjeta atinge seu comprimento crítico nas transições de corte e aterro (DNIT, 2006), conforme ilustra a Figura 12 e 13.

Figura 12 – Entrada para Saída d' Água de Aterro



Fonte: Jabôr (2024)

Figura 13 - Saída d' Água de Aterro, vista de corte



Fonte: DER-MG (2005)

Descidas d'Água: Têm como finalidade conduzir o deflúvio superficial, captado previamente por outros dispositivos do sistema (como sarjetas e valetas), ao longo dos taludes de corte ou aterro, direcionando o fluxo para um ponto de deságue seguro ou para uma estrutura de transição, a exemplo das caixas coletoras.

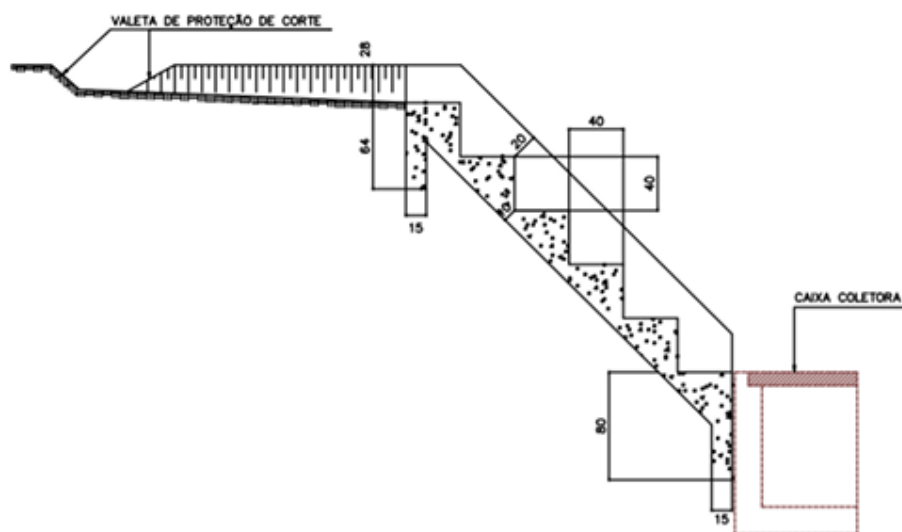
Podem ser executadas em perfil liso ou em degraus. A adoção da configuração em degraus atua estrategicamente como um dissipador contínuo de energia cinética, reduzindo a velocidade de escoamento da água e, conseqüentemente, mitigando o risco de erosão no pé do talude (DNIT, 2006), conforme ilustra a Figura 14 e 15.

Figura 14 - Descida d'Água lisa



Fonte: Jabôr (2024)

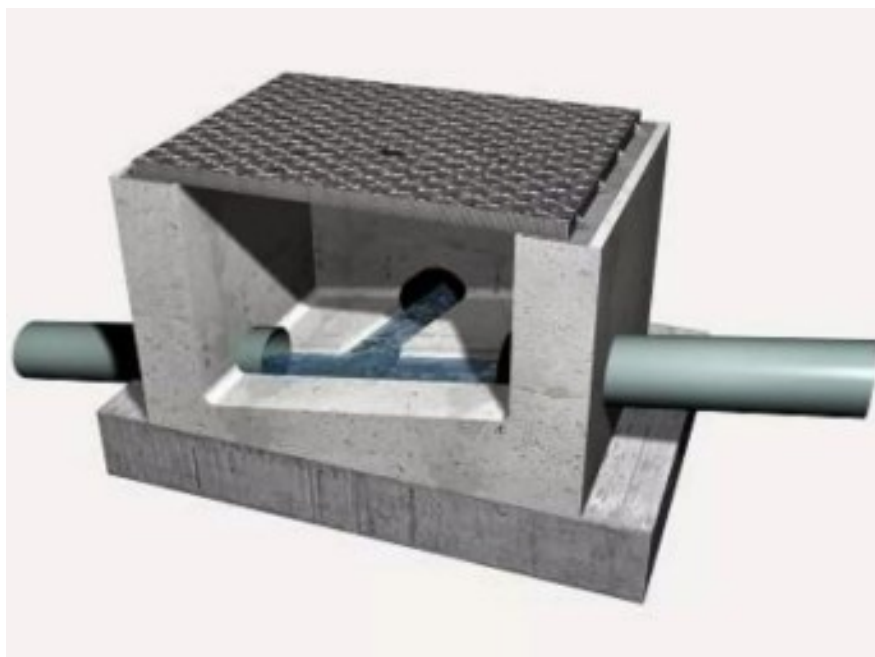
Figura 15 - Perfil Descida d'Água com degraus, vista de corte



Fonte: Jabôr (2024)

Caixas Coletoras: Coletam águas de sarjetas, valetas e descidas d'água, direcionando-as para bueiros de greide ou outros dispositivos, além de facilitar a inspeção e manutenção (DNIT, 2006), conforme ilustra a Figura 16.

Figura 16 - Caixa Coletora



Fonte: Sá (2018)

Dissipadores de Energia: Tem como função reduzir a velocidade do escoamento em pontos específicos, minimizando os riscos de erosão no local de deságue (DNIT, 2006), conforme ilustra a Figura 17.

Figura 17 - Dissipadores de Energia



Fonte: Jabôr (2024)

Bueiros de Greide: Recebem a água coletada por dispositivos de drenagem superficial e permitem que ela seja transferida de um lado da rodovia para o outro, instalados em pontos baixos ou onde as sarjetas atingem o comprimento crítico. (DNIT, 2006)

Bueiros de Grotá: São os bueiros assentados nos trechos em que os fluxos de água interceptam na rodovia, de preferência no fundo do talvegue (DNIT, 2006).

- Quanto à forma da seção: Tubulares, Celulares, Elípticos
- Quanto ao número de linhas: Simples, duplos, triplos.
- Quanto ao tipo de material: Concreto, Chapas Metálicas, PEAD, PVC.

Para exemplificar as seções transversais adotadas conforme a demanda de vazão, a Figura 18 e a Figura 19 ilustram, respectivamente, as estruturas de um bueiro simples tubular e de um bueiro triplo celular de concreto.

Figura 18 - Bueiro Simples Tubular de Concreto



Fonte: Sá (2018)

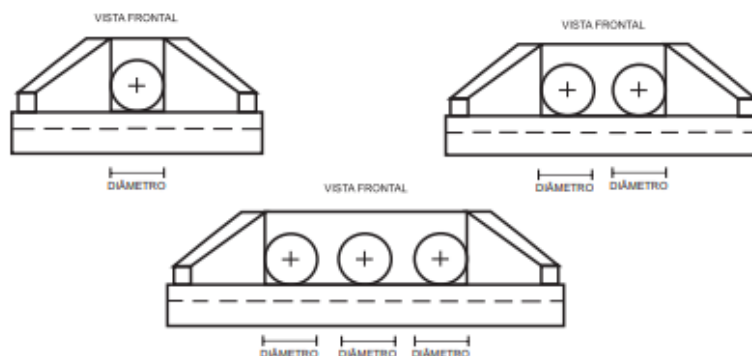
Figura 19 - Bueiro Triplo Celular de Concreto



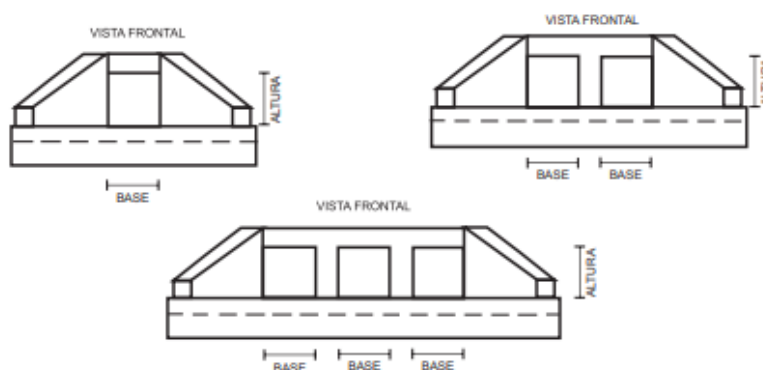
Fonte: Sá (2018)

Figura 20 - Vista frontal de Bueiros Tubulares e Celulares

Bocas de Bueiros Tubulares Simples, Dupla e Tripla



Bocas de Bueiros Celulares Simples, Dupla e Tripla



Fonte: Jabôr (2024)

2.5 Critérios de Dimensionamento dos Dispositivos de Drenagem Superficial

O dimensionamento hidráulico das obras de drenagem consiste na determinação das dimensões dos dispositivos capazes de dar vazão ao fluxo de água estabelecido no estudo hidrológico, garantindo a integridade da estrutura rodoviária e a segurança dos usuários.

2.5.1 Dimensionamento de Valetas de Proteção de Corte e Aterro

O dimensionamento hidráulico das valetas de proteção fundamenta-se na verificação de capacidade, contrapondo a vazão de projeto, estimada pelo Método Racional (Equação 8), à vazão admissível da seção transversal, determinada pela Equação da Continuidade (Equação 10). Para a obtenção da vazão de contribuição, aplica-se:

$$Q = \frac{c \cdot i \cdot A}{3,6 \cdot 10^6} \quad (\text{Equação 8})$$

Onde:

Q = vazão de contribuição, em m^3/s ;

c = coeficiente de escoamento;

i = intensidade de precipitação, em mm/h ;

A = área de contribuição, em m^2 .

Subsequentemente, a capacidade de engolimento da valeta é aferida mediante o emprego da Equação da Continuidade associada à Fórmula de Manning, o que permite definir a vazão máxima admissível do dispositivo (Jabôr, 2024).

$$V = \frac{I}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \text{ (Fórmula de Manning, Equação 9)}$$

$$R = A/P \text{ (Equação 9.1)}$$

$$Q = A \cdot V \quad \text{(Equação 10)}$$

Onde:

V = velocidade de escoamento, em m/s ;

n = coeficiente de rugosidade, adimensional;

R = raio hidráulico, em m ;

A = área molhada, em m^2 ;

P = perímetro molhado, em m ;

I = declividade longitudinal da valeta, em m/m ;

Por fim, a vazão da Equação da Continuidade deve ser maior que a vazão de contribuição do Método Racional, conforme demonstra a Equação 10.1.

$$Q = A \cdot V > Q = \frac{c \cdot i \cdot A}{3,6 \cdot 10^6} \quad \text{(Equação 10.1)}$$

2.5.2 Dimensionamento de Sarjeta de Corte e Aterro

No dimensionamento das sarjetas, determina-se o Comprimento Crítico de Escoamento (L) por meio da Equação 11 [citar]. Este parâmetro estabelece a extensão máxima do dispositivo antes que ocorra o extravasamento da lâmina d'água sobre a pista de rolamento.

$$L = \frac{3,6 \cdot 10^6 \cdot S \cdot R^{2/3} \cdot d^{0,5}}{n \cdot c \cdot i \cdot l} \quad (\text{Equação 11})$$

Onde:

S = seção de vazão, em m^2 ;

R = raio hidráulico, em m;

d = declividade longitudinal do greide, em m/m

n = coeficiente de rugosidade de Manning;

l = largura de implúvio, em m;

2.5.3 Descidas D'Água em Aterro

Para o dimensionamento das descidas d'água, estima-se a vazão de descarga direcionada ao dispositivo por intermédio da Equação 12. Concomitantemente, calcula-se a velocidade de escoamento no pé da estrutura (Equação 13), variável determinante para avaliar a necessidade de implantação de bacias de amortecimento ou dissipadores de energia.

$$Q = 2,07 \cdot L^{0,9} \cdot H^{1,6} \quad (\text{Equação 12})$$

$$V = \sqrt{2gh} \quad (\text{Equação 13})$$

2.5.4 Dimensionamento de Bueiros de Greide e Talvegue

O dimensionamento hidráulico de bueiros consiste em garantir a transposição segura das águas de uma bacia hidrográfica através do maciço da rodovia. O escoamento no interior de um bueiro pode ocorrer sob dois regimes hidráulicos distintos: funcionando como canal ou como orifício.

Quando o bueiro opera como canal, o escoamento ocorre em superfície livre (à meia seção ou seção parcialmente cheia), governado principalmente pela declividade do conduto e pela rugosidade de suas paredes. Neste cenário, a entrada do bueiro não está submersa. Por outro lado, o funcionamento como orifício ocorre quando a entrada do conduto encontra-se submersa, ou seja, a água a montante se acumula até cobrir totalmente a geratriz superior do tubo. Nesse regime, a capacidade de vazão passa a ser controlada pela carga hidráulica a montante e pela geometria da embocadura (Jabôr, 2024).

Para assegurar a integridade da rodovia, o projeto deve prever uma altura de aterro suficiente para conter a elevação do nível d'água a montante, evitando o galgamento da pista. Essa verificação é feita através da relação H_w/D (onde H_w é a altura da lâmina d'água a montante e D é o diâmetro interno do bueiro). Normativamente, o DNIT (2006) recomenda que essa relação seja controlada (adotando-se H_w/D igual a 2 para bueiros tubulares e H_w/D menor ou igual a 1,2 para bueiros celulares), garantindo uma folga de segurança estrutural e evitando a saturação excessiva do maciço terroso.

Para otimizar a escolha das estruturas pré-moldadas, o manual do DNIT disponibiliza tabelas e ábacos pré-calculados, como visto na Tabela 6, que correlaciona a geometria da peça com sua capacidade máxima de vazão e velocidade de escoamento. O dimensionamento neste trabalho consiste em um processo iterativo: o projetista confronta a vazão de projeto (Q) com os dados da tabela para selecionar a menor seção comercial capaz de operar com segurança. Caso a vazão extrapole a capacidade de um Bueiro Simples (BSCC) ou haja limitações na altura do aterro, o escoamento é fracionado através de Bueiros Duplos (BDCC) ou Triplos (BTCC). Esse procedimento assegura que a estrutura escolhida evite o afogamento excessivo e o galgamento da rodovia, aliando eficiência hidráulica à padronização construtiva.

A verificação da velocidade de escoamento é realizada de forma analítica, com base na equação de Torricelli, derivada do Teorema de Bernoulli aplicado ao escoamento em orifício submerso. Considerando que a área da seção a montante é muito superior à área do orifício, a velocidade de aproximação torna-se desprezível, e a equação de Bernoulli entre a seção a montante e a seção de saída do bueiro se reduz a:

$$V = C \cdot (2g \cdot h)^{0,5} \quad (\text{Equação 14})$$

Onde:

V é a velocidade média de saída (m/s);

C é o coeficiente de vazão, igual a 0,63 para bueiros celulares de concreto, conforme Manning;

g é a aceleração da gravidade (9,81 m/s²);

h é a carga hidráulica medida a partir do centro de gravidade da seção do bueiro (m).

Dessa forma, a velocidade indicada na tabela representa o valor limite para aquela seção na carga hidráulica correspondente à coluna consultada. Para verificar se a seção adotada atende ao projeto, calcula-se a carga hidráulica real, a partir da vazão de projeto pela expressão:

$$h = [Q / (2,791 \cdot B \cdot h)]^2 \quad (\text{Equação 15})$$

A condição de segurança é atendida quando a velocidade real é inferior à velocidade limite indicada pela tabela para a respectiva seção, garantindo que o escoamento não provoque erosão nas paredes do conduto.

Tabela 6 - Vazão, velocidade e carga hidráulica de bueiros celulares de concreto trabalhando como orifício

Tipo	Base (m)	Altura (m)	H = 1,2h		H = 1,5h		H = 2,0h	
			Q	V	Q	V	Q	V
BSCC	1,00	1,00	3,06	3,06	3,42	3,42	3,95	3,95
	1,50	1,50	8,43	3,74	9,42	4,19	10,88	4,83
	2,00	1,50	11,23	3,74	12,56	4,19	14,50	4,83
	2,00	2,00	17,30	4,32	19,34	4,83	22,33	5,58
	2,00	2,50	24,17	4,83	27,02	5,40	31,20	6,24
	2,00	3,00	31,77	5,30	35,52	5,92	41,02	6,84
	2,50	2,50	30,21	4,83	33,78	5,40	39,01	6,24
	3,00	1,50	16,85	3,74	18,84	4,19	21,75	4,83
	3,00	2,00	25,94	4,32	29,00	4,83	33,49	5,58
	3,00	2,50	36,26	4,83	40,54	5,40	46,81	6,24
	3,00	3,00	47,66	5,30	53,29	5,92	61,53	6,84
BDCC	2,00	2,00	34,59	4,32	38,64	4,83	44,66	5,58
	2,00	2,50	48,34	4,83	54,05	5,40	62,41	6,24
	2,00	3,00	63,55	5,30	71,05	5,92	82,04	6,84
	2,50	2,50	60,43	4,83	81,07	5,40	93,61	6,24
	3,00	2,00	51,89	4,32	58,01	4,83	66,98	5,58
	3,00	2,50	72,51	4,83	81,07	5,40	93,61	6,24
	3,00	3,00	95,32	5,30	106,57	5,92	123,06	6,84
BTCC	2,00	2,00	51,89	4,32	58,01	4,83	66,98	5,58
	2,00	2,50	72,51	4,83	81,07	5,40	93,61	6,24
	2,50	2,50	90,64	4,83	101,34	5,40	117,02	6,24
	3,00	2,00	77,83	4,32	87,01	4,83	100,48	5,58
	3,00	2,50	108,77	4,83	121,61	5,40	140,42	6,24
	3,00	3,00	142,98	5,30	159,86	5,92	184,59	6,84

Fonte: Manual de Drenagem de Rodovias (2006)

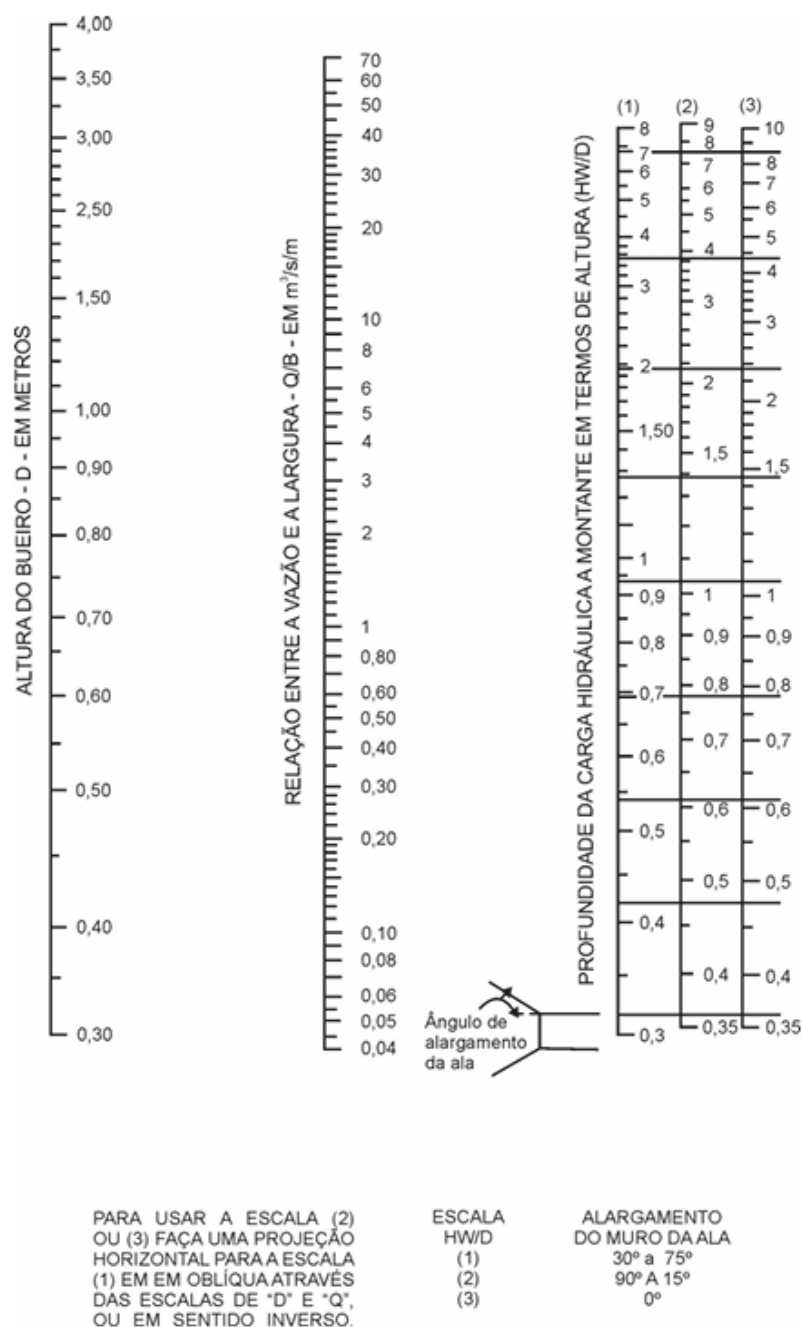
Tabela 7 - Vazão, velocidade e carga hidráulica de bueiros tubulares de concreto trabalhando como orifício

TIPO	DIÂMETRO (m)	h = 1,2 D		h = 1,5 D		h = 2D	
		Q (m ³ /s)	V (m/s)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Q (m ³ /s)	V (m/s)
BSTC OU BSTM	0,60	0,67	2,37	0,75	2,65	0,86	3,06
	0,80	1,37	2,73	1,54	3,06	1,77	3,53
	1,00	2,40	3,06	2,68	3,42	3,10	3,95
	1,10	3,05	3,21	3,41	3,58	3,93	4,14
	1,20	3,79	3,35	4,23	3,74	4,89	4,32
	1,30	4,63	3,48	5,17	3,90	5,97	4,50
	1,40	5,57	3,62	6,23	4,04	7,19	4,67
	1,50	6,62	3,74	7,40	4,19	8,54	4,83
	1,60	7,78	3,87	8,69	4,32	10,04	4,99
	1,70	9,05	3,98	10,12	4,46	11,68	5,14
	1,80	10,44	4,10	11,67	4,58	13,48	5,29
	1,90	11,95	4,21	13,36	4,71	15,43	5,44
	2,00	13,58	4,32	15,19	4,83	17,54	5,58

Fonte: Manual de Drenagem de Rodovias (2006)

O Manual de Drenagem de Rodovias do DNIT (2006) disponibiliza ainda, para o dimensionamento de bueiros celulares funcionando como orifício, o nomograma da Figura 21, elaborado pelo U.S. Bureau of Public Roads (BPR). Esse método gráfico permite a determinação da dimensão da altura do bueiro, a partir da razão entre a vazão de projeto e a largura da seção (Q/B) e da relação $HW/D = 1,2$, dispensando o desenvolvimento analítico das equações de Bernoulli. Embora constitua ferramenta igualmente prevista pelo manual e de reconhecida aplicação prática, optou-se neste trabalho pelo método analítico baseado na equação de Torricelli, por proporcionar maior rastreabilidade dos cálculos e permitir a verificação explícita da carga hidráulica e da velocidade de saída para cada seção adotada. (DNIT, 2006).

Figura 21 – Carga Hidráulica Permissível a Montante para Bueiros Celulares de Concreto



Fonte: Manual de Drenagem de Rodovias (2006)

O procedimento de utilização consiste em unir por uma reta dois valores conhecidos em suas respectivas escalas e ler o terceiro valor no ponto de interseção da reta com a terceira escala. Dependendo do objetivo do dimensionamento, o nomograma pode ser utilizado de forma direta, para determinar HW a partir de uma seção já definida, ou de

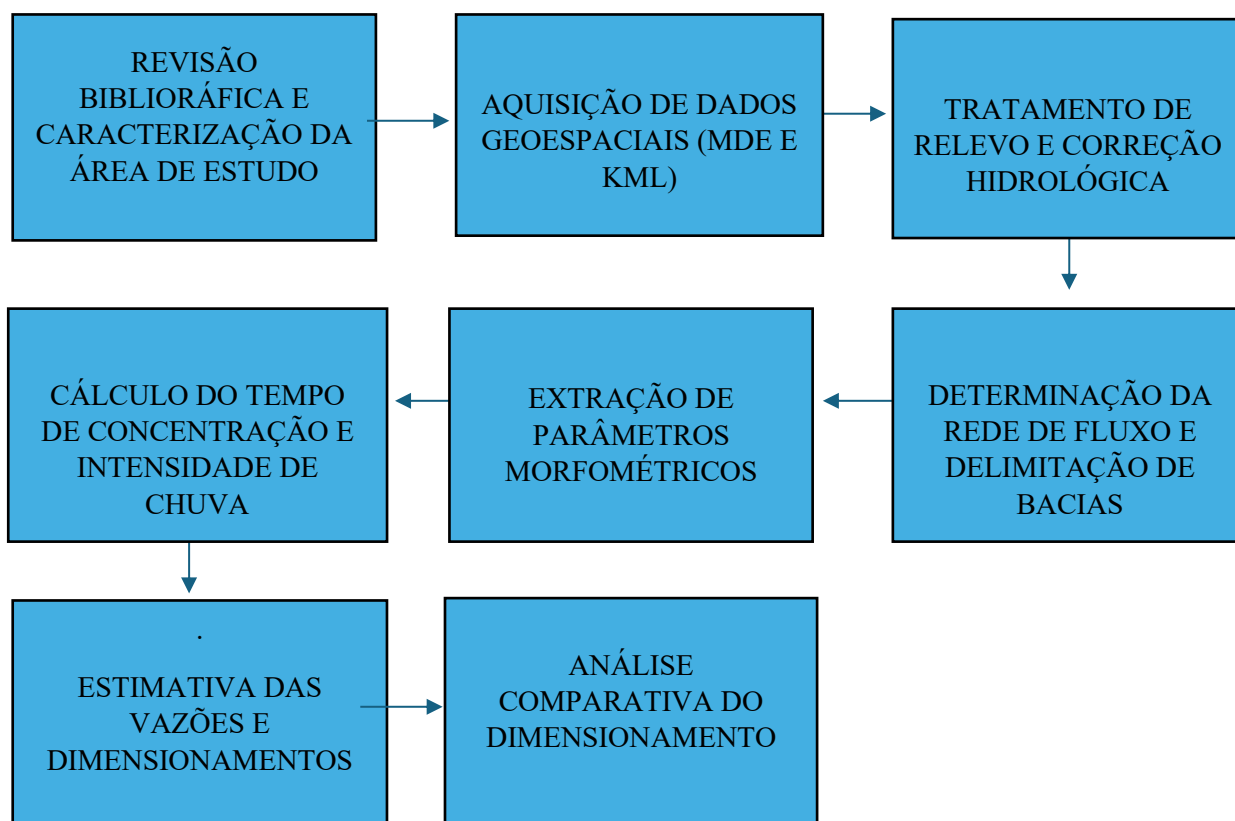
forma reversa, fixando-se previamente o valor admissível de HW/D e obtendo-se a altura mínima D necessária para atendê-lo. Neste último caso, adota-se como critério de projeto $HW/D = 1,20$, valor correspondente ao limiar mínimo de operação em regime orifício estabelecido pelo próprio manual, e a seção resultante é arredondada para a dimensão normalizada imediatamente superior disponível (DNIT, 2006).

A revisão da literatura apresentada neste capítulo permitiu estabelecer os fundamentos teóricos relacionados à hidrologia aplicada à drenagem rodoviária, às equações de intensidade–duração–frequência (IDF) e aos princípios de dimensionamento dos dispositivos de drenagem. Com base nesses conceitos, o Capítulo 3 descreve os materiais e métodos adotados para a realização deste estudo, incluindo a caracterização da área de estudo, os modelos de estimativa da intensidade de chuva analisados e os procedimentos utilizados para o cálculo das vazões de projeto e o dimensionamento dos dispositivos de drenagem.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

A abordagem adotada neste estudo de caso consiste na análise e comparação dos resultados obtidos a partir da aplicação de diferentes equações de Intensidade-Duração-Frequência (IDF) em um trecho da rodovia BR-050/MG. Para isso, foram considerados manuais técnicos, instrumentos de apoio à engenharia e observações de campo. A Figura 22 apresenta o Fluxograma das etapas que compõem o método, as quais são esclarecidas a seguir.

Figura 22: Fluxograma das etapas que compõe o método



Fonte: Autor (2026)

Inicialmente, foi realizada uma pesquisa bibliográfica para fundamentar teoricamente a base técnica e legal dos critérios de hidrologia e drenagem rodoviária. Foram consultados manuais do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), especificamente o Manual de Drenagem de Rodovias (DNIT, 2006), bibliografias especializadas em hidrologia aplicada e estudos locais, incluindo publicações de equações de chuva intensa (IDF) para as regiões de Uberlândia/MG e Catalão/GO. A escolha e a comparação entre esses dois municípios justificam-se por atuarem como os principais

pontos de controle hidrológico ao longo do traçado em estudo da rodovia BR-050, permitindo avaliar a variabilidade espacial das precipitações e seu consequente impacto no dimensionamento hidráulico da via. Esta fase busca determinar os períodos de retorno e limites hidráulicos necessários para o projeto das obras de drenagem nas rodovias federais.

Após a revisão da literatura e caracterização da área de estudo, foi realizado o processamento de dados geoespaciais com o auxílio do *software QGIS 3.44*, utilizando o *plugin SAGA* para a delimitação e caracterização das bacias de contribuição que interceptam a seção em análise.

Nessa etapa, foram analisadas as características fisiográficas da área e o padrão de escoamento superficial do terreno por meio de ferramentas de análise hidrológica disponíveis no ambiente SIG. As principais atividades associadas a esses processamentos incluem:

i) Tratamento de Relevo e Geoprocessamento: Grades do Modelo Digital de Elevação (MDE) para as áreas 18s495ZN, 18s485ZN, 19s495ZN e 19s485ZN foram obtidos através do banco de *dados topodata*, disponibilizado pelo Instituto Nacional De Pesquisas Espaciais (2008), organizadas em um mosaico unificado e reprojetadas para o sistema SIRGAS 2000. Sobre esse modelo, a rota da rodovia BR-050 foi sobreposta, sendo importada em formato KML a partir do *Google Earth*, com o objetivo de verificar se o alinhamento da estrada estava compatível com sua localização real.

Para o tratamento hidrológico do modelo altimétrico, foi aplicado o algoritmo *Fill Sinks* (Wang & Liu, 2006), com a finalidade de eliminar depressões artificiais do modelo digital e garantir a continuidade do escoamento superficial durante o processamento hidrológico.

ii) Delimitação da bacia e extração de parâmetros morfométricos: A partir do MDE hidrologicamente condicionado, gerou-se a matriz de acumulação de fluxo para o mapeamento da rede de drenagem natural. Com base nos exutórios definidos pela interceptação dos talwegues com a rodovia, realizou-se a delimitação das bacias de contribuição. Esta etapa permitiu a extração dos parâmetros morfométricos essenciais: área de contribuição, comprimento do canal principal e declividade média efetiva. Para atestar a confiabilidade do modelo computacional, a rede de drenagem e os divisores topográficos obtidos foram confrontados com as bases da Agência Nacional de Águas e Saneamento

Básico (ANA) e com as Cartas Topográficas da Diretoria de Serviço Geográfico (DSG) do Exército Brasileiro.

iii) Modelagem hidrológica: O Tempo de Concentração (t_c) foi estimado pela equação de Kirpich (1940), utilizando os dados físicos extraídos das bacias. Esse parâmetro foi aplicado nas relações IDF para a obtenção das intensidades pluviométricas de projeto, contrapondo-se o modelo normativo de Catalão aos modelos estocásticos locais, com destaque para a equação ajustada para o município de Uberlândia Alamy e Francischet (2012). As intensidades resultantes alimentaram o Método Racional para a estimativa das vazões de pico, adotando-se coeficientes de escoamento (C) representativos do uso e ocupação do solo da região.

As intensidades de chuva obtidas foram utilizadas no Método Racional, permitindo a estimativa das vazões de projeto associadas às bacias contribuintes. A caracterização das bacias de contribuição amparou-se na análise de imagens de satélite e em estudos locais consolidados. Conforme descrito por Baccaro et al. (2004), a região do Vale do Araguari, onde o trecho rodoviário está inserido, apresenta altitudes variando entre 800 e 1.000 metros e é caracterizada geologicamente pela presença maciça de latossolos vermelhos e vegetação predominante de cerrado. Sob a ótica hidrológica, esses solos altamente intemperizados possuem estrutura microagregada que lhes confere média a alta permeabilidade, assemelhando-se ao comportamento de solos argilo-arenosos. Aliando essa pedologia local ao uso do solo rural verificado nas bacias, justificou-se a adoção do coeficiente de deflúvio $C = 0,40$, consoante aos critérios obtidos a partir da proposta dos engenheiros Baptista Gariglio e José Paulo Ferrari, conforme Tabela 1.

iv) Análise comparativa: As vazões de projeto estimadas pelas diferentes formulações pluviométricas foram confrontadas, permitindo mensurar as variações no dimensionamento geométrico e hidráulico dos dispositivos de drenagem pertinentes ao trecho em estudo da BR-050/MG. Tal averiguação viabilizou a compreensão das implicações técnicas diretas resultantes da escolha metodológica de cada modelo no escopo das obras de arte rodoviárias.

v) Ferramentas utilizadas: para a realização das etapas de processamento, análise hidrológica e cálculos hidráulico, foram utilizadas os seguintes instrumentos:

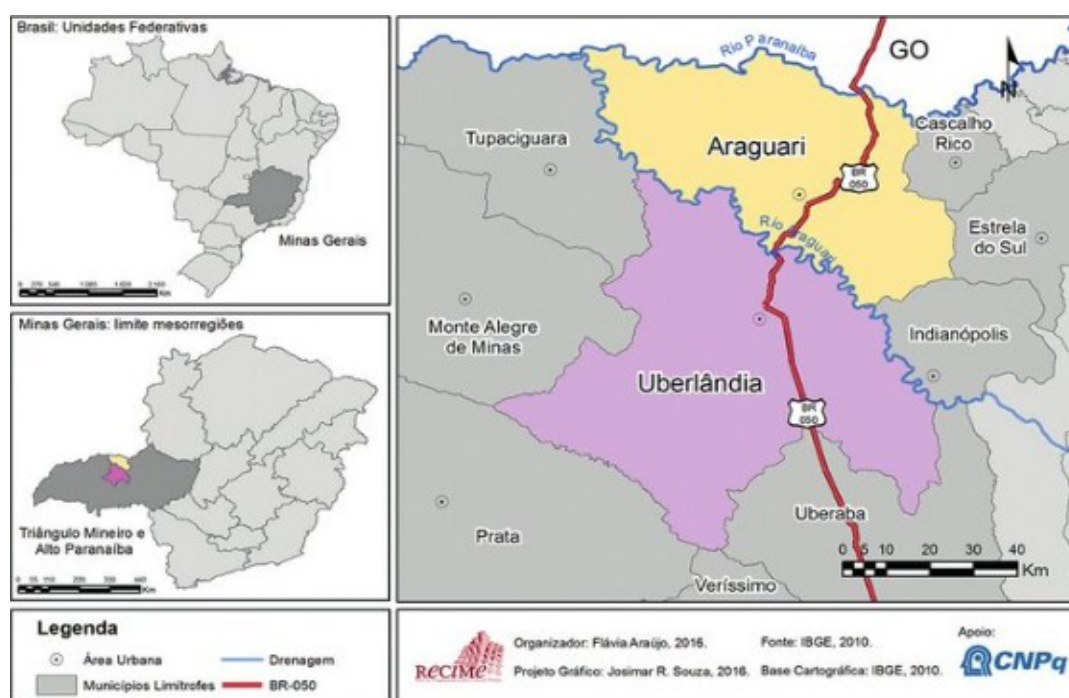
- QGIS 3.44 (Sistema de Informação Geográfica): ferramenta utilizada para o geoprocessamento dos Modelos Digitais de Elevação (MDE), criação de mosaicos, reprojeção de coordenadas e vetorização das áreas de contribuição. O software permitiu a integração de diferentes bases de dados e a representação gráfica das bacias hidrográficas em relação ao eixo da BR-050.
- Algoritmos de Processamento SAGA (*System for Automated Geoscientific Analyses*): integrados ao ambiente SIG, foram empregados para o processamento hidrológico do terreno, incluindo o algoritmo *Fill Sinks* (Wang e Liu, 2006) para a correção do modelo altimétrico e as ferramentas *Flow Accumulation* and *Upslope Area* para o mapeamento da rede de drenagem e delimitação automática das bacias.
- *Google Earth e Google Maps*: utilizados para obtenção do traçado vetorial da rodovia BR-050/MG em formato KML e para apoio na interpretação do uso e ocupação do solo na área de estudo. Essas ferramentas auxiliaram na definição do coeficiente de escoamento e na identificação de barreiras físicas no entorno dos exutórios estudados.
- Planilhas Eletrônicas (Microsoft Excel): empregadas para a estruturação do memorial de cálculo, incluindo a aplicação da equação de Kirpich para determinação do tempo de concentração, o cálculo das intensidades pluviométricas, a estimativa das vazões de projeto por meio do Método Racional e o dimensionamento dos dispositivos de drenagem.

4. ESTUDO DE CASO

Para a realização deste estudo de caso, foram identificadas as características específicas do trecho selecionado da rodovia BR-050, considerando aspectos de localização, logística e características fisiográficas e topográficas da área. Esses elementos são fundamentais para a compreensão do escoamento superficial e para a identificação das bacias contribuintes que interceptam alinhamento da rodovia.

Conforme ilustrado na Figura 23, apresenta-se a delimitação espacial dos municípios de Araguari-MG e Uberlândia-MG, bem como sua inserção na malha regional.

Figura 23 - Mapa de localização de Araguari e Uberlândia, sob o trecho da BR-050



Fonte: Calixto (2016)

4.1. Caracterização do Local de Estudo

O trecho deste estudo compreende um segmento de 25 quilômetros da rodovia BR-050, localizado entre os quilômetros KM 40 e KM 65. Este intervalo situa-se na mesorregião do Triângulo Mineiro e Alto Paranaíba, entre os municípios de Araguari-MG e Uberlândia-MG. As extremidades do trecho analisado estão delimitadas pelas seguintes coordenadas geográficas:

- km 40 (Início do Trecho): Latitude -18.655916° e Longitude -48.150217°.
- km 65 (Final do Trecho): Latitude -18.8550622° e Longitude -48.2536391°.

Para a condução das análises propostas, delimitou-se um segmento específico na malha viária. A espacialização desse recorte é apresentada na Figura 24, que ilustra a localização geográfica do trecho de estudo da rodovia BR-050, compreendido entre o quilômetro 40 e o quilômetro 65, área na qual as bacias de contribuição e os respectivos dispositivos de drenagem foram avaliados.

Figura 24 - Localização trecho de estudo da rodovia BR-050 entre o km 40 e 65



Fonte: adaptado de Google Earth Pro (2026).

Em termos logísticos, a BR-050 constitui um importante eixo da rede rodoviária nacional, sendo uma rodovia radial que conecta a capital federal, Brasília, à região de São Paulo, um dos principais centros econômicos do país, sob concessão da concessionária Eco050, e está sujeito a intenso tráfego de veículos pesados.

A BR-050, no trecho compreendido entre os municípios de Uberlândia e Araguari, em Minas Gerais, é classificada como rodovia de Classe I, conforme estabelecido pelo Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais (DNIT, 1999), caracterizando-se por pista dupla com quatro faixas de rolamento destinadas ao tráfego de longa distância. A seção transversal apresenta largura de 3,50m por faixa, acostamentos de 2,50m e canteiro central com largura entre 3,00 e 5,00m, totalizando plataforma aproximada de 24,00m, em conformidade com os parâmetros técnicos da ANTT (2013) e do Manual de Projeto Geométrico de Travessias Urbanas (DNIT, 2023). O relevo da região é ondulado a plano, com altitudes médias entre 800 e 950 metros, topografia favorável que permitiu a implantação de geometria adequada para operação em altas velocidades, com velocidade máxima permitida de 110 km/h.

4.2. Aspectos Fisiográficos e Topográficos

O trecho em estudo insere-se na Bacia Hidrográfica do Rio Araguari, uma importante sub-bacia da Bacia do Rio Paranaíba, localizada na porção oeste do estado de Minas Gerais, na mesorregião do Triângulo Mineiro e Alto Paranaíba. Essa bacia drena uma área de aproximadamente 22.091 km², o que representa cerca de 6% da extensão territorial do estado (FARIA, 2012).

Do ponto de vista hidrológico, o Rio Araguari atua como o corpo receptor final das bacias contribuintes que interceptam a BR-050 no trecho analisado. A dinâmica dessa bacia é caracterizada por rios de planalto com grande potencial energético, condição que também se reflete nas microbacias analisadas, as quais apresentam talvegues bem definidos, conforme Figura 25.

Figura 25 - Localização da bacia hidrográfica do Rio Araguari.



Fonte: Salla et al. (2014).

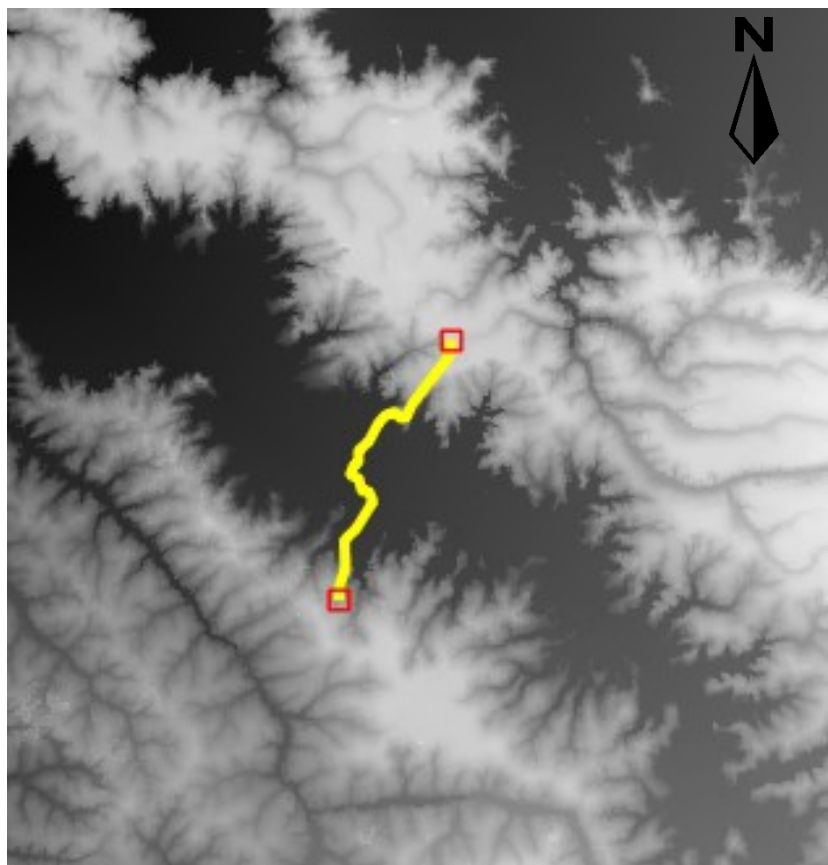
Quanto à cobertura vegetal, a região está inserida no bioma Cerrado, onde grande parte dos solos sob esta vegetação, especificamente no Triângulo Mineiro, é classificada como Latossolos. Essa característica é relevante para a análise hidrológica, uma vez que a permeabilidade e a profundidade desses solos influenciam na capacidade de infiltração e, consequentemente, no coeficiente de escoamento superficial (C).

Para a área não pavimentada das bacias de contribuição localizadas nos km 43 e km 65 da BR-050/MG, caracterizada predominantemente pela pedologia típica da região (com presença de Latossolos), utilizou-se a classificação proposta por Eng. Baptista Gariglio e José Paulo Ferrari (Tabela 1). Dessa forma, adotou-se a classificação de 'solo argiloso-arenoso, de média permeabilidade'. Visando o favorecimento da segurança estrutural e hidráulica do projeto (abordagem conservadora), adotou-se o coeficiente de deflúvio (C) igual a 0,40. Este valor encontra-se perfeitamente respaldado nos intervalos recomendados pela literatura para esse tipo de solo sob condições de vegetação densa com declividades próximas a 3%.

A caracterização do relevo local foi complementada por meio do processamento de Modelos Digitais de Elevação (MDE), obtidos através do banco de dados disponibilizado

pelo Instituto Nacional De Pesquisas Espaciais (2008). Compreendendo as áreas correspondentes às zonas 18s495ZN, 18s485ZN, 19s495ZN e 19s485ZN. Conforme ilustrado na Figura 26.

Figura 26 – Recorte do Modelo Digital de Elevação (MDE) processado no QGIS



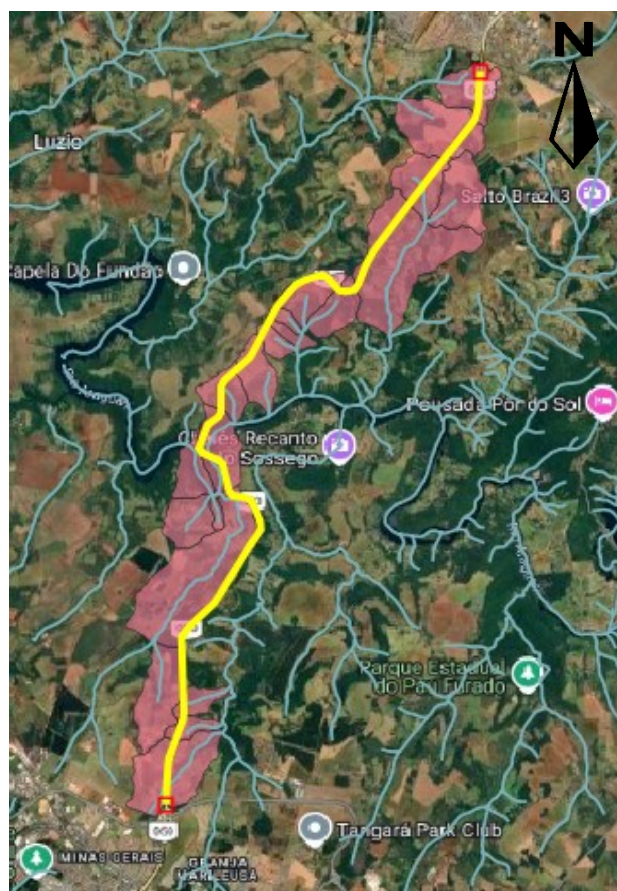
Fonte: adaptado de QGIS (2026).

4.3. Identificação e Caracterização das Bacias de Contribuição

A delimitação das áreas de contribuição foi realizada em duas escalas de análise. Primeiramente, promoveu-se o mapeamento das microbacias adjacentes à rodovia no trecho entre o km 40 e o km 65 da BR-/MG, gerando uma visão panorâmica da rede de drenagem local e dos divisores de água que flanqueiam o traçado diretriz da rodovia. O processamento do MDE revelou as redes de drenagem do trecho de 25 km, identificando a necessidade de análise de macrodrenagem em duas bacias principais (km 43 e km 65).

Essa análise macro, elaborada no ambiente de Sistema de Informação Geográfica (QGIS) e ilustrada na Figura 27, permite identificar o comportamento geral do escoamento superficial adjacente à rodovia, evidenciando como a topografia local condiciona o fluxo em diversas bacias de pequeno e médio porte.

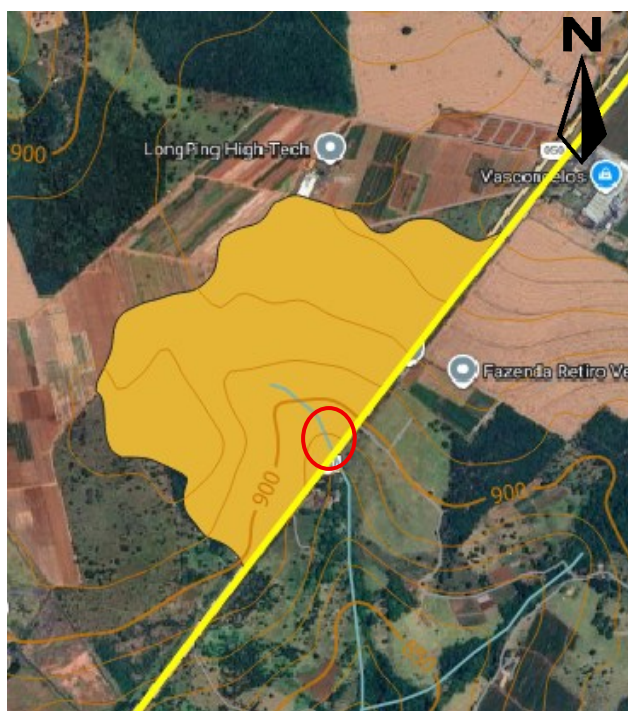
Figura 27 - Mosaico de microbacias hidrográficas próximas ao trecho analisado da BR-050.



Fonte: adaptado de QGIS (2026).

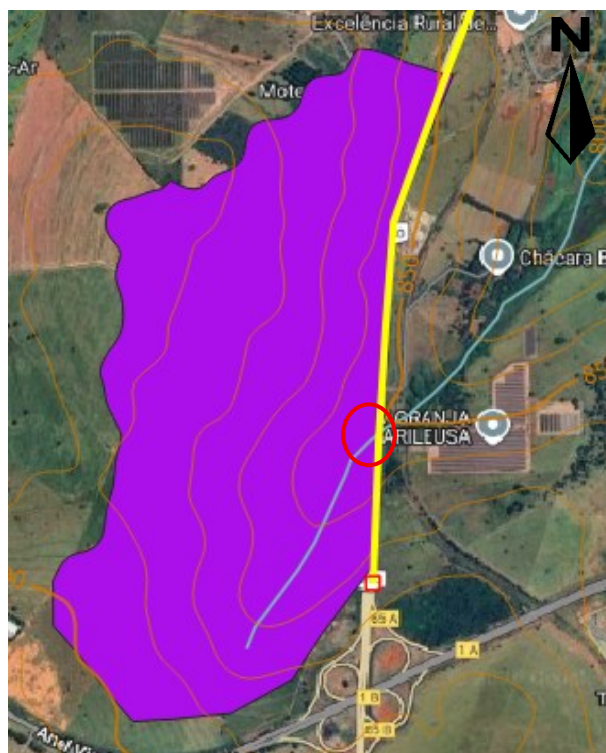
A partir desse mapeamento geral, foram selecionadas para o dimensionamento hidráulico e para a análise comparativa de duas bacias cujos talvegues principais interceptam diretamente o eixo da rodovia, representando locais de maior demanda para as obras de arte correntes. Essas bacias correspondem à Bacia do km 43 e à Bacia do km 65, apresentadas nas Figuras 28 e 29, respectivamente. Na representação cartográfica, o elemento em destaque (círculo) indica o exutório da microbacia em estudo, configurando a seção de controle hidrológico na interceptação do talvegue natural com o eixo viário. A definição precisa deste ponto e as feições rurais da área de contribuição justificam a adoção da equação de Kirpich para a estimativa do Tempo de Concentração (T_c). O modelo adequa-se rigorosamente às características da bacia analisada, visto que foi originariamente desenvolvido para pequenas bacias rurais com escoamento superficial concentrado em canais naturais.

Figura 28 – Microbacia selecionada para dimensionamento hidráulico, km 43 da BR-050



Fonte: Autor, (2026) adaptado de QGIS (2026).

Figura 29 – Microbacia selecionada para dimensionamento hidráulico, km 65 da BR-050



Fonte: adaptado de QGIS (2026).

Para essas áreas, a caracterização morfológica foi detalhada com base nos dados extraídos do Modelo Digital de Elevação (MDE), considerando o comprimento do talvegue (L) e a declividade média efetiva (i), parâmetros fundamentais para a estimativa do Tempo de Concentração (T_c). Os dados técnicos obtidos para ambas as bacias estão sintetizados na Tabela 8:

Tabela 8 - Parâmetros Morfométricos das Bacias de Estudo

Localização	Cota Superior (m)	Cota Inferior (m)	Desnível (m)	Área da Bacia (ha)	Comprimento do Talvegue (L)	Declividade Média (i)
Bacia km 43	925,00	885,00	40,00	92,45	1122,88 m	0,029 m/m
Bacia km 65	900,00	850,00	50,00	153,29	1341,01 m	0,020 m/m

Fonte: Autor (2026)

A Bacia do km 43 caracteriza-se por apresentar uma declividade média mais acentuada (2,9%), o que indica um tempo de resposta mais rápido às precipitações. Já a Bacia do km 65, embora apresente um desnível total maior (50,00m), possui um talvegue mais extenso, resultando em uma declividade média efetiva ligeiramente menor (2,0%).

Em ambas as bacias, os talvegues encontram-se bem definidos e convergem para pontos mais baixos do greide da rodovia, o que exige que o dimensionamento hidráulico considere não apenas a vazão de pico, mas também à energia do escoamento superficial decorrente do relevo.

4.3.1 Identificação das Áreas de Valetas e Sarjetas

Para a identificação e caracterização das valetas e sarjetas, realizou-se o levantamento dos parâmetros geométricos do trecho em estudo, por meio do cruzamento das informações topográficas do greide com as seções transversais da via.

Um segmento representativo selecionado para essa análise foi a sarjeta de aterro localizada na estaca km 65+300. A coleta de dados primários para esse dispositivo consistiu na medição de sua extensão longitudinal útil e na definição da largura exata da pista que contribui para o escoamento superficial direcionado à sarjeta. Conforme a Figura 30.

Figura 30 - Detalhamento da plataforma rodoviária e delimitação da área de contribuição transversal para a sarjeta do KM 65+300



Fonte: Autor (2026)

A partir dessas dimensões geométricas (120 m x 5 m) determinou-se que a área de captação direta (A) associada a esse dispositivo é de 600 m² (ou 0,06 ha). Considerando que a totalidade desse trecho é composta por pavimento asfáltico liso, adotou-se um coeficiente de escoamento superficial (C) igual a 0,90.

Esses parâmetros físicos e geométricos, obtidos a partir de levantamento de campo e de informações de projeto, constituem a base para o cálculo hidrológico das vazões e para a avaliação do risco de extravasamento da sarjeta.

4.4. Levantamento Fotográfico e Diagnóstico de Campo

Com o objetivo de verificar as condições físicas dos dispositivos de drenagem e a acurácia dos dados topográficos obtidos por meio do geoprocessamento, realizou-se uma visita técnica no trecho compreendido entre os quilômetros 40 e 65 da rodovia BR-050/MG. O registro fotográfico permitiu identificar as características geométricas das obras de arte correntes existentes, bem como o estado de conservação dos elementos de drenagem superficial.

Para fins de referência da geometria de projeto, a Figura 31 exhibe a seção transversal típica da sarjeta do km 65 + 000.

Figura 31 – Seção geométrica de sarjeta do km65 + 000



Fonte: Autor (2026)

A drenagem transversal também compôs o diagnóstico. A Figura 32 ilustra a entrada de um bueiro de tubular de concreto localizado no km 43 + 000.

Figura 32 – Bueiro tubular de concreto do km 43 + 000



Fonte: Autor (2026)

Em relação às estruturas de dissipação de energia, a Figura 33 apresenta uma descida d'água lisa no km 65 + 200 e a Figura 34 uma descida d'água em degraus vistoriada no km 48 + 100.

Figura 33 – Descida d'água lisa no km 65 + 200



Fonte: Autor (2026)

Figura 34 – Descida d'água em degraus no km 48 + 100



Fonte: Autor (2026)

No capítulo seguinte são apresentados os resultados obtidos a partir da aplicação dos métodos hidrológicos adotados, bem como a discussão das diferenças observadas no dimensionamento dos dispositivos de drenagem.

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Este Capítulo apresenta e discute os resultados obtidos a partir das simulações hidrológicas e hidráulicas aplicadas ao trecho em estudo da rodovia BR-050. Busca-se evidenciar, de forma prática e fundamentada, como as diferenças entre as equações de estimativa de intensidade de chuvas (relações IDF) influenciam o dimensionamento dos dispositivos de drenagem rodoviária.

Para garantir uma avaliação sistemática, a apresentação dos resultados foi estruturada de acordo com o fluxo típico de um projeto executivo de drenagem rodoviária. A análise inicia-se com o dado climatológico de entrada (intensidade pluviométrica), passa pela resposta hidrológica das bacias de contribuição (vazões de projeto) e culmina na verificação hidráulica das seções geométricas dos dispositivos de drenagem superficial e das obras de transposição de talvegues.

Os resultados obtidos a partir da aplicação das equações locais e regionais de chuvas intensas propostas por Alamy e Francischet (2012), COPASA (2001) e DMAE (2018) são comparados com a equação de intensidade de chuva de Pfafstetter (1982), associada ao posto pluviométrico de Catalão, adotada neste estudo como referência regional. A escolha da equação IDF associada ao posto pluviométrico de Catalão/GO justifica-se não apenas pela proximidade geográfica em relação à área de estudo, mas por representar o limite de influência hidrológica do trecho norte da rodovia BR-050 sob concessão. Além da forte homogeneidade climática da região, a adoção dos parâmetros de Catalão é respaldada pela robustez e consagração metodológica dos estudos de Otto Pfafstetter (1982), que fornecem uma base de dados pluviográficos amplamente validada na literatura para a modelagem segura e conservadora de obras de infraestrutura rodoviária.

5.1. Análise Comparativa dos resultados das Intensidades de Chuva (IDF)

A partir dos dados morfométricos apresentados na Tabela 8, aplicou-se a Equação 3 (Kirpich, 1940) para a determinação do Tempo de Concentração (T_c) das bacias de contribuição associadas às travessias hidráulicas localizadas nos trechos que compreende o km 43 e km 65 da rodovia BR-050/MG. Foram obtidos valores de 16,96 minutos para a Bacia do km 43 e 22,61 minutos para a Bacia do km 65. Para exemplificação, segue demonstrativo de cálculo para a Bacia do km 43 ($T_c = 16,96$ min):

- Etapa 1 — Cálculo da declividade efetiva (ieq): A declividade efetiva do talvegue é determinada pelo método da declividade equivalente (Equação 2), ponderando cada trecho pelo comprimento e pela raiz da declividade:

$$ieq = \left[\frac{L}{\frac{L_1}{\sqrt{i_1}} + \frac{L_2}{\sqrt{i_2}} + \frac{L_3}{\sqrt{i_3}} + \dots + \frac{L_n}{\sqrt{i_n}}} \right]^2 \quad (\text{Equação 2})$$

Onde:

ieq = declividade efetiva (m/m);

L = comprimento total do talvegue principal (km);

$L_1, L_2, \dots, L_n$ = comprimentos parciais do talvegue (km);

$i_1, i_2, \dots, i_n$ = declividades parciais (m/m).

O talvegue da Bacia do km 43 foi segmentado em cinco trechos de declividade uniforme. Os dados levantados e os resultados intermediários são apresentados na Tabela 9:

Tabela 9 — Cálculo da declividade efetiva da Bacia do km 43

Trecho	Cota Ini. (m)	Cota Fin. (m)	Lj (m)	ij (m/m)	$\sqrt{ij}$	$Lj / \sqrt{ij}$ (m)
1	925	920	346,65	0,01442	0,12008	2.886,32
2	920	910	286,24	0,03494	0,18693	1.531,42
3	910	900	257,94	0,03877	0,19690	1.310,00
4	900	890	145,25	0,06885	0,26239	553,57
5	890	885	86,81	0,05760	0,24000	361,73
Total	—	—	1.122,88	—	—	6.643,02

Fonte: Autor (2026)

Substituindo os valores totais na Equação 2:

$$i_{eq} = \left(\frac{1.122,88}{6.643,02} \right)^2 = (0,16903)^2 = 0,02857 \text{ m/m} \approx 2,90\%$$

- Etapa 2: Aplicação da Equação de Kirpich (Equação 3): com o comprimento do talvegue $L = 1,1229 \text{ km}$ e a declividade efetiva $ieq = 2,90\%$, substituindo na Equação 3:

$$T_c = \left(\frac{0,294 \times L}{\sqrt{i_{eq}}} \right)^{0,77} \quad (\text{Equação 3})$$

$$T_c = \left(\frac{0,294 \times 1,1229}{\sqrt{2,90}} \right)^{0,77}$$

$$T_c = \left(\frac{0,3301}{1,6912} \right)^{0,77}$$

$$T_c = (0,1952)^{0,77} = 0,2827 \text{ h}$$

$$T_c = 0,2827 \times 60 = 16,96 \text{ min}$$

Com esse parâmetro temporal definido, as equações de intensidade-duração-frequência (IDF) de chuvas intensas consideradas neste estudo Alamy e Francischet (2012); COPASA (2001); Pfafstetter (1982) - Catalão/GO e Bello (2018) - DMAE) foram aplicadas para Tempos de Recorrência (TR) de 10, 25 e 50 anos, usualmente adotados no dimensionamento de obras de transposição de talvegues.

Para o dimensionamento das sarjetas e valetas, adotou-se, conforme recomendação do DNIT (2006), um tempo de concentração de 5 minutos, associado a um Tempo de Recorrência (TR) de 10 anos, aplicado às respectivas equações IDF.

A partir dos valores de T_c e dos TR definidos na metodologia, procedeu-se ao cálculo das intensidades de chuva para os locais de estudo. Para isso, foram utilizadas as Equações 4.2, 5, 6 e 7, correspondentes às diferentes equações IDF analisadas neste trabalho. Os resultados obtidos, expressos em mm/h, permitem quantificar a variação da intensidade pluviométrica em função da equação adotada, servindo de base para o subsequente dimensionamento hidráulico das estruturas.

Com base nos parâmetros definidos anteriormente, foram calculadas as intensidades de chuva para a Bacia do km 43. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 10, na qual se encontram os valores de intensidade de chuva (mm/h) correspondentes aos diferentes tempos de recorrência analisados.

Tabela 10 - Intensidades de Chuva Calculadas para a Bacia km 43 ($T_c = 16,96$ min)

INTENSIDADES DE CHUVA (mm/h) POR EQUAÇÃO IDF			
Equação IDF	Tr=10 anos	Tr=25 anos	Tr=50 anos
Pfaffstetter / Catalão–GO (1982)	110,83	124,88	136,26
Alamy & Francischet (2012)	149,27	175,87	199,10
Bello (2018) - DMAE	105,10	119,16	131,03
COPASA (2001)	141,16	167,70	191,04

Fonte: Autor (2026)

5.1.1. Análise IDF para a Macrodrenagem na Seção do km 43

Os resultados apresentados na Tabela 9 evidenciam diferenças significativas entre as intensidades de chuva estimadas pelas equações IDF analisadas para a Bacia do km 43. Observa-se que, independentemente do período de retorno adotado, a equação de Alamy e Francischet (2012) configura-se como o modelo mais conservador, resultando nos maiores valores de intensidade pluviométrica. Em contrapartida, a equação proposta por Bello (2018), utilizada pelo DMAE, apresentou sistematicamente as menores intensidades de chuva estimadas.

Para um tempo de recorrência de 10 anos, a intensidade de chuva estimada por Alamy e Francischet (2012), de 149,27 mm/h, é aproximadamente 35% superior à obtida pela equação de Catalão/GO (Pfaffstetter, 1982), de 110,83 mm/h. Diferenças semelhantes são observadas para os tempos de recorrência de 25 e 50 anos, evidenciando a sensibilidade da estimativa da intensidade pluviométrica à equação IDF adotada.

Com o objetivo de quantificar o impacto da escolha da equação IDF em cenários de maior exigência hidráulica, elaborou-se uma análise de variação percentual para os tempos de recorrência de 25 e 50 anos. Para essa análise, adotou-se a equação de Pfaffstetter (1982)

- Catalão/GO como parâmetro de referência (linha de base - 0%), por se tratar de uma equação amplamente utilizada em projetos rodoviários na região do entorno do Triângulo Mineiro.

A Tabelas 11 apresenta a variação percentual das intensidades de chuva estimadas pelas demais equações em relação à equação de Catalão (Pfafstetter, 1982), permitindo identificar em que medida cada equação tende a superestimar ou subestimar a intensidade pluviométrica adotada como referência.

Tabela 11 - Variação Percentual das Intensidades em relação à Catalão (TR = 25 anos e 50 anos; KM 43)

Equação IDF	Tr=25 anos	Variação vs Catalão Tr=25	Tr=50 anos	Variação vs Catalão Tr=50
Pfafstetter (1982) / Otto — Catalão-GO	124,88	(Referência)	136,26	(Referência)
Alamy & Francischet (2012))	175,87	+40,8%	199,10	+46,1%
Bello (2018) — DMAE	119,16	-4,6%	131,03	-3,8%
COPASA (2001)	167,70	+40,7%	191,04	+40,2%

Fonte: Autor, (2026)

A análise das tabelas revela um comportamento relevante: a divergência entre as equações locais (Alamy e Francischet, 2012; COPASA, 2001) em relação à referência regional adotada (Pfafstetter, 1982 - Catalão/GO) tende a aumentar à medida que se elevam os níveis de segurança hidráulica considerados no projeto

Para um Tempo de Recorrência (TR) de 25 anos, a intensidade estimada pelo estudo específico para Uberlândia (Alamy e Francischet, 2012) já se apresenta 40,8% superior à obtida pela equação de Catalão (Pfafstetter, 1982). Quando se considera o TR de 50 anos, condição frequentemente adotada em projetos e verificações de obras de transposição de talvegues, exigida pelo DNIT para manutenção de galerias e bueiros, essa diferença aumenta para 46,1%.

Por outro lado, a equação proposta por Bello (2018), utilizada pelo DMAE, apresenta valores inferiores à referência adotada, subestimando a intensidade pluviométrica em até 4,6% nos cenários analisados.

Esse comportamento indica que a escolha da equação IDF pode influenciar significativamente as vazões de projeto estimadas, impactando diretamente o dimensionamento de bueiros e demais dispositivos de drenagem rodoviária.

5.1.2. Análise IDF para a Macrodrenagem na Seção do km 65

Seguindo a mesma metodologia aplicada à Bacia do km 43, realizou-se o mesmo procedimento de cálculo para a Bacia do km 65. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 12, na qual se encontram os valores das intensidades de chuva calculadas para os diferentes tempos de recorrência analisados.

Tabela 12 - Intensidades de Chuva Calculadas para a Bacia do km 65 ($T_c = 22,61$ min)

INTENSIDADES DE CHUVA (mm/h) POR EQUAÇÃO IDF			
Equação IDF	Tr=10 anos	Tr=25 anos	Tr=50 anos
Pfaffstetter / Catalão–GO (1982)	96,66	110,05	121,01
Alamy & Francischet (2012)	130,44	153,69	174,00
Bello (2018) - DMAE	91,87	104,15	114,53
COPASA (2001)	128,25	152,36	173,57

Fonte: Autor, (2026)

Assim como observado na bacia anterior, a equação de Alamy e Francischet (2012) mantém-se como a abordagem mais conservadora, resultando nas maiores intensidades de chuva estimadas. Contudo, observa-se que, em função do maior tempo de concentração desta bacia (22,61 minutos, em comparação com 16,96 minutos no km 43), as curvas de Alamy e Francischet,(2012) e COPASA (2001) começam a convergir, apresentando valores praticamente idênticos em eventos com Tempo de Recorrência de 50 anos.

Por sua vez, a equação proposta por Bello (2018), utilizada pelo DMAE, continua apresentando as menores intensidades pluviométricas entre as metodologias analisadas.

Para quantificar a magnitude da escolha da equação IDF no dimensionamento hidrológico, elaborou-se a análise de variação percentual para os tempos de recorrência de 25 e 50 anos. Novamente, adotou-se a equação de Catalão (Pfaffstetter, 1982) como parâmetro de referência (linha de base = 0%), com o objetivo de comparar as estimativas obtidas pelas equações locais em relação ao padrão regional utilizado em projetos.

A Tabela 13 apresenta a variação percentual das intensidades de chuva estimadas pelas demais equações em relação à equação de Catalão, evidenciando em que medida cada formulação tende a superestimar ou subestimar a intensidade pluviométrica adotada como referência.

Tabela 13 - Variação Percentual das Intensidades em relação à Catalão (TR = 25 e 50 anos; km 65)

Equação IDF	Tr=10 anos	Tr=25 anos	Variação vs Catalão Tr=25	Tr=50 anos	Variação vs Catalão Tr=50
Pfaffstetter (1982) / Otto — Catalão-GO	96,66	110,05	(Referência)	121,01	— (Referência)
Francischetti e Alamy Filho (2012)	130,44	153,69	+39,7%	174,00	43,8%
Bello (2018) — DMAE	91,87	104,15	-5,4%	114,53	-5,4%
COPASA (2001)	128,25	152,36	+38,5%	173,57	43,4%

Fonte: Autor (2026)

A análise das tabelas evidencia que o distanciamento entre as equações locais e a equação regional tende a aumentar conforme se elevam os níveis de segurança hidráulica considerados no projeto, mesmo em bacias com maior tempo de concentração (T_c).

Para um Tempo de Recorrência (TR) de 25 anos, a intensidade estimada pelo estudo específico de Uberlândia (Alamy e Francischet, 2012) supera a obtida pela equação de Catalão (Pfaffstetter, 1982) em aproximadamente 4%. Quando se considera um cenário mais severo, com TR de 50 anos, essa diferença aumenta para cerca de 43,8%. Em contrapartida, a equação proposta por Bello (2018), utilizada pelo DMAE, apresenta valores inferiores à referência adotada, subestimando a intensidade pluviométrica em até 5,4%.

Este comportamento reforça a importância da adequada representatividade regional das equações de chuva utilizadas no dimensionamento hidrológico. A adoção de equações desenvolvidas para outras localidades, sem verificação de sua compatibilidade com o regime pluviométrico local, pode resultar em estimativas que não representam plenamente a intensidade dos eventos extremos na área de estudo, podendo influenciar diretamente o dimensionamento das obras de drenagem. Essa diferença nas intensidades estimadas pode resultar em variações significativas nas vazões de projeto calculadas pelo Método Racional, influenciando assim o dimensionamento de bueiros e demais dispositivos de drenagem rodoviária.

De modo geral, a análise comparativa das duas bacias avaliadas (km 43 e km 65) evidencia um comportamento consistente entre as equações IDF analisadas. As equações desenvolvidas especificamente para a região de Uberlândia, especialmente Alamy e Francischet (2012), tendem a produzir intensidades de chuva superiores às estimadas pela equação regional de Catalão (Pfaffstetter, 1982), enquanto a equação proposta por Bello (2018) apresenta valores sistematicamente inferiores. Observa-se ainda que as diferenças entre as equações tendem a se ampliar à medida que se consideram maiores tempos de

recorrência, indicando maior sensibilidade do dimensionamento hidrológico em cenários de eventos extremos. Esses resultados reforçam a importância da escolha criteriosa das equações IDF utilizadas no projeto, uma vez que variações significativas nas intensidades de chuva podem refletir diretamente nas vazões de projeto e, consequentemente, no dimensionamento das obras de drenagem rodoviária.

5.1.3. Intensidades de Chuva para Sarjetas e Valetas

Ao aplicar os valores previamente para drenagem superficial de sarjetas e valetas, com $TR = 10$ anos e $T_c = 5$ min adotado conforme critério do DNIT (2006) para dispositivos de drenagem superficial, às respectivas equações IDF, obtiveram-se os seguintes resultados, conforme apresentado na Tabela 14.

Tabela 14 - Variação Percentual das Intensidades em relação à Catalão ($TR = 10$ anos; $T_c = 5$ min)

Equação IDF	i (mm/h)	Variação vs Catalão
Pfaffstetter (1982) - Catalão/GO	167,15	— (Referência)
Alamy e Francischet (2012)	221,86	+32,7%
Bello (2018) - DMAE	161,45	-3,4%
COPASA (2001)	179,94	+7,7%

Fonte: Autor (2026)

Neste cenário de tempo de concentração muito curto, crítico para o dimensionamento de dispositivos como sarjetas e valetas, a discrepância do método de Alamy e Francischet (2012) permanece significativa, sendo 32,70% superior ao valor estimado pela equação de Pfaffstetter (1982) - Catalão/GO, adotada como referência comparativa neste estudo.

Isso reforça o padrão observado nas análises anteriores: enquanto o método de Bello (2018) - DMAE tende a convergir com os valores de Pfaffstetter (1982) - Catalão/GO, as metodologias de COPASA (2001) e, principalmente, de Alamy e Francischet (2012) impõem um rigor hidráulico maior, evidenciando que projetos baseados estritamente na norma do DNIT (2006) podem estar operando com uma folga perigosamente reduzida diante da realidade pluviométrica local de Uberlândia.

5.2. Determinação e Comparação das Vazões de Projeto

A determinação das vazões de projeto (Q) de pico para as bacias de contribuição dos bueiros de talvegue foi realizada por meio do Método Racional (Equação 1). Para a aplicação da fórmula, adotou-se o Coeficiente de Deflúvio (C) de 0,40, conforme Tabela 1, proposto pelos engenheiros Baptista Gariglio e José Paulo Ferrari, representativo das características fisiográficas locais, bem como as áreas delimitadas de 92,45 ha para a Bacia do km 43 e 153,29 ha para a Bacia do km 65.

A Tabela 15 apresenta as vazões calculadas para a Bacia do km 43, enquanto a Tabela 16 exhibe os resultados para a Bacia do km 65, considerando os tempos de recorrência de 10, 25 e 50 anos.

Tabela 15 - Vazões de Projeto Calculadas para a Bacia km 43 + 000

CÁLCULO DE VAZÕES DE PROJETO – MÉTODO RACIONAL			
Equação IDF	Q Tr=10 (m³/s)	Q Tr=25 (m³/s)	Q Tr=50 (m³/s)
Pfaffstetter (1982) / Otto — Catalão-GO	11,48	12,93	14,11
Francischetti e Alamy Filho (2012)	15,46	18,21	20,62
Bello (2018) — DMAE	10,88	12,34	13,57
COPASA (2001)	14,62	17,36	19,78

Fonte: Autor (2026)

Tabela 16 - Vazões de Projeto Calculadas para a Bacia km 65 + 000

CÁLCULO DE VAZÕES DE PROJETO – MÉTODO RACIONAL			
Equação IDF	Q Tr=10 (m³/s)	Q Tr=25 (m³/s)	Q Tr=50 (m³/s)
Pfaffstetter (1982) / Otto — Catalão-GO	16,60	18,89	20,78
Francischetti e Alamy Filho (2012)	22,30	26,28	29,75
Bello (2018) — DMAE	15,71	17,81	19,58
COPASA (2001)	21,95	26,08	29,71

Fonte: Autor (2026)

A análise dos valores absolutos revela divergências metodológicas relevantes. Devido à linearidade do Método Racional, a superestimativa ou subestimativa percentual da chuva reflete-se na mesma proporção no volume de escoamento superficial.

Observando o cenário mais rigoroso normatizado para galerias (TR= 50 anos), nota-se que na Bacia do km 43, a adoção do estudo de Alamy e Francischetti (2012) resulta em

uma vazão de 20,62 m³/s, o que representa um acréscimo de quase 7 m³/s em relação ao referencial de Pfafstetter (1982) para Catalão/GO (13,71 m³/s).

O impacto absoluto torna-se ainda maior na Bacia do km 65, que possui maior área de contribuição. Para o mesmo período de retorno de 50 anos, a diferença entre o método mais conservador (Alamy e Francischet, 2012), com 29,75 m³/s; e o método de Pfafstetter (1982) - Catalão/GO ultrapassa a marca de 10 m³/s (19,85 m³/s).

Do ponto de vista da engenharia de infraestrutura, uma variação de 8 a 10 m³/s não é um desvio desprezível; ela determina a necessidade de alterar a tipologia da obra. Esses resultados comprovam que a etapa hidrológica condiciona inteiramente o dimensionamento hidráulico subsequente, evidenciando o risco físico de estrangulamento da seção caso equações menos conservadoras sejam adotadas sem a devida correlação com o regime pluviométrico real da bacia.

5.3. Dimensionamento Hidráulico e Verificação de Capacidade

Com as vazões de projeto definidas, a próxima etapa consiste em verificar a capacidade de condução dos dispositivos de drenagem. O objetivo é confirmar se o dimensionamento hidráulico baseado em uma equação que resulta em vazões de projeto menores, como a de Pfafstetter (1982) - Catalão/GO ou Bello (2018) - DMAE, é capaz de suportar as cargas hidrológicas estimadas pelos estudos de chuva de Alamy e Francischet (2012) e COPASA (2001). Para essa análise, foram avaliados três componentes críticos do sistema: Bueiros de talvegue(galerias celulares), sarjetas de aterro e valetas de proteção de aterro.

5.3.1 Dimensionamento dos Bueiros de talvegue

Para definir a seção geométrica final das obras de transposição e mostrar a diferença de dimensionamento gerada pelos diferentes métodos hidrológicos, foram selecionadas as galerias celulares padrão do catálogo do DNIT (2006), apresentadas na Tabela 6. Optou-se por Bueiros Simples Celulares de Concreto (BSCC) em vez de seções múltiplas (BDCC).

Essa escolha baseia-se na topografia do trecho, onde o aterro apresenta desníveis superiores a 40 metros, garantindo recobrimento estrutural completo para galerias de maiores dimensões. Além disso, seções simples reduzem o risco de entupimento por resíduos flutuantes, como galhos e detritos, no pilar central divisório.

A Tabela 17 apresenta o dimensionamento adequado para suportar com segurança as vazões de projeto calculadas ($TR = 50$ anos), operando em regime de orifício, comparando o cenário normativo Pfafstetter (1982) - Catalão/GO ao cenário mais crítico obtido a partir da equação de Alamy e Francischet (2012).

A título de exemplo, apresenta-se o desenvolvimento do cálculo para a Bacia km 43 com equação Pfafstetter (1982), que resultou na seção BSCC $2,0 \times 2,0$ m para a vazão de projeto de $14,11 \text{ m}^3/\text{s}$.

O primeiro passo consiste na determinação da carga hidráulica real h , obtida isolando-se h na Equação 15 para bueiros celulares simples (DNIT, 2006):

$$h = [Q / (2,791 \cdot B \cdot H)]^2$$

$$h = [14,11 / (2,791 \cdot 2,0 \cdot 2,0)]^2$$

$$h = [14,11 / 11,164]^2$$

$$h = (1,264)^2 = 1,60 \text{ m}$$

Com a carga hidráulica real determinada, calcula-se a velocidade de saída, conforme Equação 14:

$$V = C \cdot (2g \cdot h)^{0,5}$$

$$V = 0,63 \cdot (2 \cdot 9,81 \cdot 1,60)^{0,5}$$

$$V = 3,53 \text{ m/s}$$

Consultando a Tabela 6 para a seção BSCC $2,0 \times 2,0$ m na coluna $h = 1,2H$, verifica-se que a velocidade limite tabelada é de $4,32 \text{ m/s}$. Como a velocidade real calculada ($3,53 \text{ m/s}$) é inferior à velocidade limite da tabela ($4,32 \text{ m/s}$), a seção adotada atende ao critério de segurança estabelecido pelo manual, não havendo risco de erosão nas paredes do conduto. O mesmo procedimento foi aplicado aos demais casos, cujos resultados estão consolidados na Tabela 17 apresentada.

Tabela 17 - Dimensionamento Final Adotado para as Galerias Celulares (BSCC)

Localização	Equação IDF	Q projeto (m³/s)	V (m/s)	Seção DNIT (m)
Bacia km 43	Pfaffstetter (1982) - Catalão/GO	14,11	3,53	BSCC 2,0×2,0
Bacia km 43	Alamy e Francischetti (2012)	20,62	4,12	BSCC 2,0×2,5
Bacia km 65	Pfaffstetter (1982) - Catalão/GO	20,78	4,16	BSCC 2,0×2,5
Bacia km 65	Alamy e Francischetti (2012)	29,75	3,97	BSCC 3,0×2,5

Fonte: Autor, (2026)

A definição das seções evidencia o impacto das metodologias hidrológicas adotadas. Para a Bacia do km 43, um projeto baseado na equação de Pfaffstetter (1982) - Catalão/GO receberia aprovação com a especificação de uma galeria de 2,00 m de base por 2,00 m de altura. Contudo, para suportar a carga hidráulica prevista pelo estudo de Alamy e Francischetti (2012) para a mesma região, o engenheiro precisaria especificar uma peça pré-moldada mais robusta, medindo 2,00 x 2,50 m.

Na Bacia do km65, a variação exige que uma galeria já robusta (2,00 x 2,50 m) seja substituída por uma peça de grandes proporções, medindo (3,00 x 2,50 m), para que o escoamento ocorra de forma segura e sem afogamento da entrada.

Essa alteração dimensional ultrapassa a margem de segurança teórica, resultando em um impacto financeiro e executivo imediato. Galerias de maiores dimensões exigem maior volume de concreto, armadura mais robusta, equipamentos de içamento (guindastes) com maior capacidade e maior tempo de interrupção na via durante a instalação.

5.3.2 Dimensionamento das Sarjetas

Para a sarjeta de aterro localizada na estaca km 65+300, cujo comprimento físico construído é de 120 metros, procedeu-se ao cálculo do Comprimento Crítico (Lc), a partir da Equação 11, que define o ponto exato a partir do qual a lâmina d'água atinge a altura máxima da sarjeta e começa a invadir o acostamento.

A partir dos dados coletados em projeto, constatou-se que a calha possui uma seção geométrica triangular, com base total de 0,90 m e altura de 0,10 m. Adicionalmente, para a parametrização do modelo hidrológico, baseou-se nas diretrizes oficiais para infraestrutura viária. A Tabela 18 apresenta os resultados para a sarjeta frente às intensidades de chuva geradas pelos diferentes modelos.

Tabela 18 - Vazões de Projeto Calculadas para a Sarjeta - Bacia KM 65 + 300

COMPRIMENTO CRÍTICO DA SARJETA Lc						
Localização	Tipo	Lc Pfafstetter (1957) - Catalão (m)	Lc Francischetti e Alamy (2012) (m)	Lc Bello (2018) - DMAE (m)	Lc COPASA (2001) (m)	L existente (m)
KM 65+300	Aterro	133,4	96,4	132,5	118,9	120
		ATENDE	NÃO ATENDE	ATENDE	NÃO ATENDE	

Fonte: Autor (2026)

Sob a perspectiva de Pfafstetter (1982) - Catalão/GO, a sarjeta de aterro analisada no km 65+300, com extensão instalada de 120 metros, apresenta uma operação teoricamente segura, já que seu comprimento crítico (Lc) teórico atingiria 130,48 metros antes do extravasamento. O método proposto por Bello (2018) - DMAE complementa essa análise com um limite ainda mais flexível de 132,54 metros.

No entanto, ao analisar essa estrutura sob os padrões de chuva local baseados nos estudos para Uberlândia, o cenário de conformidade técnica se altera. Caso a precipitação siga os parâmetros da COPASA (2001), a sarjeta atingirá sua capacidade hidráulica em 118,92 metros, ou seja, cerca de 1 metro antes da captação.

A situação torna-se crítica na análise da equação de Alamy e Francischet (2012), onde o limite físico da sarjeta é alcançado a 96,4 metros. Isso significa que, nos últimos 23,60 metros da extensão do dispositivo, todo o volume adicional captado não terá suporte físico para escoamento, resultando em transbordamento direto sobre o acostamento e a pista.

Essa verificação pode indicar uma vulnerabilidade funcional no sistema de drenagem da rodovia. Embora o transbordamento não comprometa, em um primeiro momento, a integridade do concreto, representa uma possível falha operacional para a rodovia, pois o excedente de água passa a escoar diretamente sobre a superfície do pavimento, principalmente em eventos extremos mais intensos.

5.3.3 Dimensionamento das Valetas

Durante a fase de levantamento de dados primários, constatou-se a impossibilidade de realizar a medição topográfica e visual *in loco* das dimensões exatas da valeta existente.

Tal restrição ocorreu em virtude da alta densidade da vegetação e da interferência física dos aterros adjacentes à rodovia, que obstruem o acesso à calha do dispositivo.

Para contornar essa indisponibilidade de dados reais e garantir o rigor técnico da análise, optou-se por uma abordagem conservadora e fundamentada em normas vigentes. Dessa forma, para a verificação hidráulica, adotou-se uma seção trapezoidal padrão cujas dimensões refletem os parâmetros de referência estabelecidos pelo Álbum de Projetos-Tipo de Dispositivos de Drenagem do DNIT (2006)

Para a modelagem da valeta, considerou-se uma largura de implúvio (faixa de contribuição transversal) de 55,00 metros. A geometria da calha trapezoidal foi definida com uma base menor de 0,40 m, inclinação dos taludes laterais de 1:1 (45°) e uma profundidade máxima de lâmina d'água estabelecida em 0,30 m.

Ao aplicar os parâmetros da valeta trapezoidal de projeto à Equação 10, para determinação da vazão admissível, e posteriormente comparar com as vazões de contribuição calculadas pela Equação 8 para os diferentes cenários de intensidade de chuva, obtiveram-se os resultados apresentados na Tabela 19.

Tabela 19 - Vazões de Projeto Calculadas para a Valeta - Bacia km 43 + 000

INTENSIDADES E VAZÕES DE CONTRIBUIÇÃO			
Equação IDF	Q contrib. (m³/s)	Q admis. (m³/s)	Status
Pfaffstetter (1982) - Catalão/GO	0,1470	0,6033	ATENDE
Alamy e Francischet (2012)	0,2034	0,6033	ATENDE
Bello (2018) - DMAE	0,1480	0,6033	ATENDE
COPASA (2001)	0,1649	0,6033	ATENDE

Fonte: Autor (2026)

Verificou-se que o dispositivo manteve sua estabilidade hidráulica na maioria dos cenários analisados. Independentemente da equação IDF adotada, a vazão de projeto calculada ($Q_{projeto}$) manteve-se inferior à capacidade máxima de condução da calha (Q_{adm}), não caracterizando risco de extravasamento.

6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O presente trabalho cumpriu o objetivo de analisar as implicações técnicas e econômicas da escolha de diferentes equações de chuvas intensas (relações IDF) no dimensionamento de sistemas de drenagem rodoviária. Utilizando bacias de contribuição reais interceptadas pela rodovia BR-050, na região de Uberlândia-MG, a pesquisa demonstrou que a precisão na estimativa hidrológica constitui um elemento fundamental para garantir a durabilidade da infraestrutura, conforme preconizam os manuais clássicos de drenagem (DNIT, 2006; Jabor, 2024), e para assegurar a segurança pública em vias de alto desempenho.

Os resultados obtidos ao longo do estudo evidenciam que a escolha das equações de chuvas intensas podem influenciar significativamente o dimensionamento de sistemas de drenagem rodoviária. Nesse sentido, observa-se a importância da adequada representatividade regional das equações utilizadas no cálculo hidrológico. A adoção de equações desenvolvidas para outras localidades, sem a verificação de sua compatibilidade com o regime pluviométrico da área de estudo, pode resultar em estimativas que não representem plenamente a intensidade dos eventos extremos locais. Essas diferenças nas intensidades estimadas podem gerar variações relevantes nas vazões de projeto calculadas pelo Método Racional, refletindo diretamente nas dimensões de bueiros e demais dispositivos de drenagem rodoviária e, conseqüentemente, no desempenho hidráulico e na segurança da infraestrutura viária. A revisão bibliográfica e a modelagem hidrológica comparativa sugerem que o uso de parâmetros pluviométricos regionais, a exemplo da tradicional e consagrada metodologia de Pfafstetter (1982) para Catalão/GO, pode apresentar variações quando aplicada a trechos fora de sua localidade de origem. Ao contrapor os dados previstos para Catalão com modelos ajustados para Uberlândia, como a equação de Alamy e Francischet (2012), observaram-se diferenças dimensionais. Esses resultados indicam que, para as bacias analisadas, o emprego de equações locais tende a gerar vazões de projeto distintas, o que pode demandar adequações no projeto executivo para evitar o comprometimento da capacidade hidráulica das estruturas.

No dimensionamento dos bueiros de talvegue, a aplicação das intensidades locais indicou a necessidade de ampliação das seções em relação ao modelo regional. Na bacia do km 43, os resultados apontaram para um aumento da seção de 2,00 x 2,00 m para 2,00 x 2,50 m. Comportamento semelhante foi observado na bacia do km 65, onde a verificação hidráulica sugeriu o redimensionamento da galeria celular de 2,00 x 2,50 m para 3,00 x 2,50 m, visando mitigar o risco de alagamento sob controle de entrada. Considerando que

este dispositivo se encontra sob um aterro, garantir a seção de escoamento adequada constitui uma medida preventiva importante contra processos de erosão regressiva e danos estruturais.

Quanto à drenagem superficial, a análise sugere que variações na intensidade pluviométrica podem influenciar o desempenho da via. A verificação da sarjeta no km 65+300 demonstrou que, sob a intensidade local de 221,86 mm/h, o dispositivo apresentaria indicativos de transbordamento nos últimos 24,6 metros de sua extensão. Tal condição propicia o acúmulo de uma lâmina d'água sobre a pista de rolamento que pode ultrapassar os limites normativos recomendados (4 mm a 6 mm). Em trechos com velocidade diretriz elevada, como 110 km/h, o controle rigoroso dessa lâmina é essencial para minimizar os riscos de aquaplanagem e manter a segurança dos usuários.

Conclui-se, portanto, que a escolha da equação pluviométrica exerce influência no dimensionamento da drenagem rodoviária. Para o trecho estudado da BR-050/MG, os resultados evidenciam que a adoção de estudos hidrológicos localizados atua como uma importante ferramenta de engenharia para a otimização de projetos. Ressalta-se que, por se tratar de um estudo aplicado a um número delimitado de bacias, os resultados obtidos refletem as características específicas deste escopo, não invalidando metodologias consagradas para outras aplicações.

Diante dos cenários de mudanças climáticas e da tendência de aumento de chuvas intensas de curta duração (ANA; IPH, 2025), ressalta-se que as relações IDF não devem ser consideradas obsoletas, mas sim ferramentas que exigem atualização contínua. A expressiva sensibilidade do dimensionamento hidráulico à equação adotada reforça a necessidade de calibrações regionais periódicas. Essa prática torna-se indispensável no Triângulo Mineiro, onde a frequência de precipitações rápidas e extremas exige precisão hidrológica para garantir o desempenho da drenagem e a segurança operacional da rodovia.

Dessa forma, recomenda-se que trabalhos futuros ampliem a amostragem de bacias e explorem outras variáveis hidrológicas e topográficas, contribuindo para a consolidação de diretrizes cada vez mais precisas para a infraestrutura de transportes. Ainda, sugere-se a realização de investigações adicionais em outras áreas e em bacias hidrográficas de maior porte, avaliando o comportamento das estruturas de drenagem frente aos novos cenários climáticos projetados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO BÁSICO – ANA. Base hidrográfica. Brasília: ANA, 2025.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO BÁSICO (Brasil); INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS (UFRGS). Impacto da Mudança Climática nos Recursos Hídricos do Brasil: Volume 2 - Extremos Hidrológicos. Brasília: ANA: IPH, 2025. 153 p.

AGÊNCIA NACIONAL DE TRANSPORTES TERRESTRES – ANTT. Edital de Concessão nº 001/2013: Concessão para exploração das rodovias BR-262/ES/MG e BR-050/GO/MG. Brasília: ANTT, 2013.

AGÊNCIA NACIONAL DE TRANSPORTES TERRESTRES – ANTT. Relatórios de acompanhamento da exploração da infraestrutura rodoviária: Concessionária Eco050 (BR-050/MG/GO). Brasília: ANTT, 2025.

BACCARO, C. A. D.; MEDEIROS, S. M.; FERREIRA, I. L.; RODRIGUES, S. C. (2004) Mapeamento geomorfológico da Bacia do Rio Araguari (MG). In: Gestão ambiental da Bacia do Rio Araguari – rumo ao desenvolvimento sustentável. Orgs. S. C. Lima e R. J. Santos. Uberlândia, Universidade Federal de Uberlândia/ Instituto de Geografia; Brasília: CNPq, 2004. p. 1-19.

COPASA – Companhia de Saneamento de Minas Gerais. Estudo de chuvas intensas no Estado de Minas Gerais. Belo Horizonte: COPASA, 2001.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. Manual de projeto geométrico de rodovias rurais. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias – IPR/DNIT, 1999.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO – DER-SP. Manual de drenagem. São Paulo: DER-SP, 2010.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. Manual de hidrologia básica para estruturas de drenagem. 2. ed. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias – IPR/DNIT, 2005. (IPR Publ., 715).

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. Diretrizes básicas para estudos e projetos rodoviários: escopos básicos/instruções de serviço. 3. ed. Brasil: IPR/DNIT, 2006. (IPR Publ., 724).

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. Sistema de custos referenciais de obras: SICRO. Brasília: DNIT, 2025.

DEPARTAMENTO MUNICIPAL DE ÁGUA E ESGOTO – DMAE. Plano diretor de drenagem pluvial de Uberlândia. Uberlândia: DMAE, 2018.

DIRETORIA DE SERVIÇO GEOGRÁFICO – DSG. Carta topográfica: folha Uberlândia. Escala 1:100.000. Brasília: Exército Brasileiro, 2025.

FRANSCICHET, M.; ALAMY FILHO, J. E. Equação de intensidade-duração-frequência e distribuição temporal das chuvas intensas para o município de Uberlândia aplicado na estimativa de vazões críticas geradas em lotes. In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 19., 2012.

INPE - INSTITUTO NACIONAL DE PESQUISAS ESPACIAIS. *Projeto Topodata: Banco de Dados Geomorfométricos do Brasil*. São José dos Campos, SP: INPE, 2008. Disponível em: <http://www.dsr.inpe.br/topodata/>. Acesso em: 15 jan. 2026].

JABÔR, M. A. Drenagem de rodovias. Estudos hidrológicos e projeto de drenagem. Apostila do curso de drenagem em rodovias, 2024.

OLIVEIRA, Luiz Fernando Coutinho de; CORTÊS, Fernando Cardoso; BARBOSA, Fábio de Oliveira Almeida; ROMÃO, Patrícia de Araújo; CARVALHO, Daniel Fonseca de. Estimativa das equações de chuvas intensas para algumas localidades no estado de Goiás pelo método da desagregação de chuvas. Pesquisa Agropecuária Tropical, Goiânia, v. 30, n. 1, p. 23–27, 2007. Disponível em: <https://revistas.ufg.br/pat/article/view/2820>. Acesso em: 14 jan. 2026.

PETRUCCI, E.; OLIVEIRA, L. A. de. Relações entre intensidade, duração e frequência das precipitações máximas de 24 horas e equação de chuvas intensas para a cidade de Uberlândia-MG. Revista Brasileira de Climatologia, v. 25, 2019.

PFAFSTETTER, O. Chuvas Intensas no Brasil: Relação entre Precipitação, Duração e Frequência de Chuvas em 98 Postos com Pluviógrafos. Rio de Janeiro: Departamento Nacional de Obras e Saneamento, 1982. 426 p.

SALLA, M.R.; PEREIRA, C.E.; ALAMY FILHO, J.E.; DE PAULA, L.M.; PINHEIRO, A.M. Estudo da autodepuração do Rio Jordão. Engenharia Sanitária & Ambiental, Rio de Janeiro, v. 18, n. 2, p. 105–114, 2013.

SILVEIRA, L. B. P. Tempo de concentração em pequena bacia hidrográfica parcialmente urbanizada em Uberlândia-MG. Dissertação (Mestrado em Qualidade Ambiental) – Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2016.

SUZUKI, C. Y.; AZEVEDO, Â. M.; KABBACH, F. I. Drenagem subsuperficial de pavimentos: conceitos e dimensionamento. São Paulo: Oficina de Textos, 2013.

TUCCI, C. E. M. Hidrologia: Ciência e Aplicação. Porto Alegre: Ed. da Universidade: ABRH: EDUSP, 1993. 943 p.

WILKEN, Paulo Sampaio. Engenharia de drenagem superficial. São Paulo: CETESB, 1978.