


0	Agosto/2023	Emissão inicial	
Emissão	Data	Descrição	
<div>  <div> instituto estadual do ambiente </div> <div> <small>Secretaria do Ambiente e Sustentabilidade</small> </div> <div>  <div> GOVERNO DO ESTADO RIO DE JANEIRO </div> <div>  </div> </div> </div>			
GOVERNO DO ESTADO DO RIO DE JANEIRO SECRETARIA DE ESTADO DO AMBIENTE E SUSTENTABILIDADE INSTITUTO ESTADUAL DO AMBIENTE			
PROJETO BÁSICO – CANALIZAÇÃO DO CÓRREGO BIQUINHA AFLUENTE DO RIO DAS FLORES EM VALENÇA/RJ			
RELATÓRIO DE VERIFICAÇÃO HIDROLÓGICA			
DATA Ago./2023	AUTOR/IDENT.	NÚMERO DO DOCUMENTO DRM-BHGB-PDC-PDI-0-IEA-J001-RT	01/01

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO.....	1
2. DADOS E MÉTODOS.....	2
2.1. Definição e Caracterização da Área de Estudo	2
2.2. Equação de Chuvas Intensas e Elaboração da Chuva de Projeto	4
2.3. Método SCS	9
2.3.1. Propagação de Cheias - Método Muskingum-Cunge	12
2.4. Método Racional.....	16
2.5. Verificação Hidráulica	18
3. RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	19
3.1. Características Físicas	19
3.2. Precipitação de projeto.....	21
3.3. Método SCS	21
3.4. Método Racional.....	27
4. VERIFICAÇÃO HIDRÁULICA.....	28
4.1 Cenário inicial.....	28
4.2 Cenário proposto	32
5. CONCLUSÃO.....	35
BIBLIOGRAFIA	36
RESPONSÁVEL PELA ELABORAÇÃO DO RELATÓRIO.....	39
ANEXO I – RELATÓRIO GAM	40
ANEXO II – CÁLCULO DO CN.....	41
ANEXO III – CHUVAS DE PROJETO	42

1. INTRODUÇÃO

O estudo hidrológico de uma bacia hidrográfica pode ser definido como um processo de avaliação sistemática das características hidrológicas e meteorológicas da bacia, bem como a coleta e análise de dados para compreender a dinâmica da água na área. Seu objetivo principal é identificar e quantificar os recursos hídricos disponíveis na bacia, avaliar o impacto das atividades humanas e prever a disponibilidade de água para as demandas futuras. Fornecendo, assim, informações capazes de subsidiar o planejamento e gestão de recursos hídricos, incluindo a elaboração de planos de gestão e projetos hidráulicos.

O estudo será realizado através de modelagem computacional que irá simular o comportamento de uma bacia hidrográfica, prevendo a vazão de escoamento superficial em resposta a eventos extremos de precipitação, denominando-se vazão máxima de projeto. Esse processo envolve a coleta de dados hidrológicos, como a precipitação, evapotranspiração, infiltração, topografia do terreno e as características de uso e ocupação do solo e pedologia.

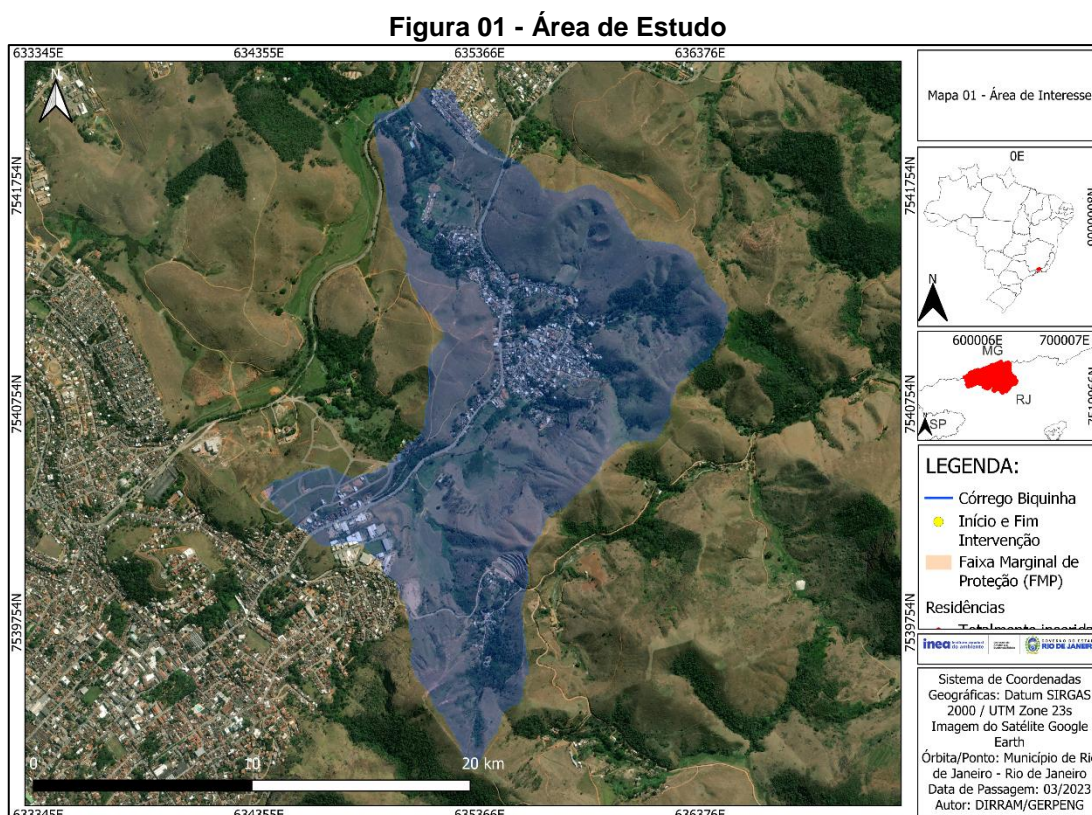
Neste contexto, o presente documento tem por objetivo a realização de estudo hidrológico do Córrego denominado Biquinha, inserido na bacia hidrográfica do Rio das Flores, localizado no município de Valença (RJ), cuja finalidade será o cálculo da vazão máxima de projeto do corpo hídrico em estudo para os tempos recorrência (TR) 10, 25, 50 e 100 anos. O período de 100 anos foi estabelecido neste projeto pelo fato de existir uma ponte no trecho de intervenção, e de acordo com o documento Instruções Técnicas para Elaboração de Estudos Hidrológicos e Dimensionamento Hidráulico de Sistemas de Drenagem Urbano (RIO ÁGUAS, 2019), é estabelecida borda mínima de 0,60 metros em relação à cota do infradorso para este tempo.

2. DADOS E MÉTODOS

A apresentação da metodologia e dos dados utilizados será dividida entre quatro etapas 1) Definição e caracterização da área de estudo; 2) Equação de Chuvas Intensas e Elaboração da Chuva de Projeto 3) Modelo Chuva-vazão (Método SCS) 4) Verificação Hidráulica.

2.1. Definição e Caracterização da Área de Estudo

A área de estudo compreende a Bacia do córrego Biquinha, que está localizada no município de Valença, 635076 Este 7540754 Norte, e possui área aproximada de 2,5 km² (Figura 01). O talvegue principal do corpo hídrico alvo da intervenção possui, aproximadamente, 3,4 km, dos quais 1 km está inserido em meio urbanizado, enquanto o restante encontra-se em área com pastagens e florestas.



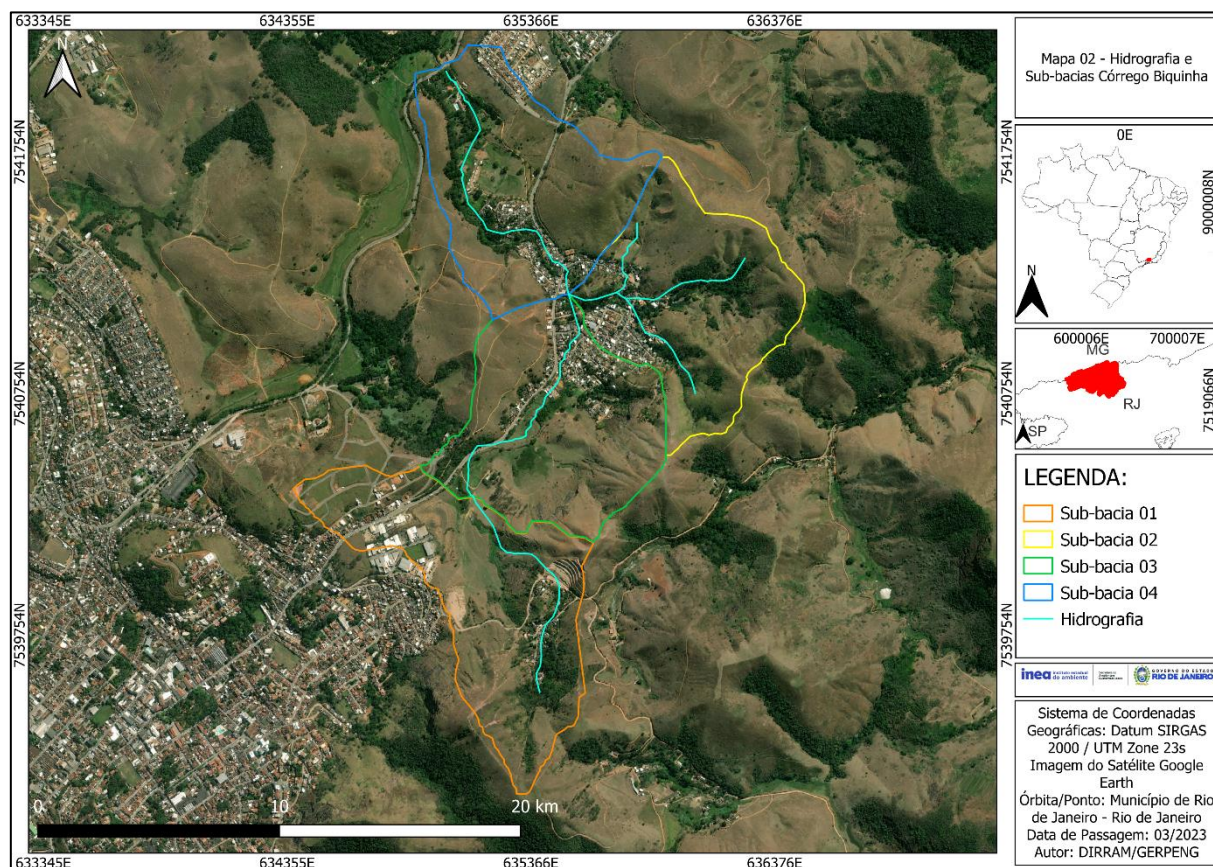
A Bacia Hidrográfica de estudo foi delimitada com auxílio do software Quantum GIS (QGIS) versão LTR 3.28, a partir de curvas do Modelo Digital de Elevação fornecido pelo IBGE na escala 1:25.000 para o estado do Rio de Janeiro. A operação foi realizada no ambiente SIG com auxílio do plugin WhiteBox, responsável pelo tratamento de dados que resultou na definição rede de drenagem e sua direção de escoamento. Após a delimitação, foi realizado um ajuste manual com auxílio da carta

topográfica confeccionada pelo Exército Brasileiro (BDGEx) obtida com auxílio do plugin DSGTools em ambiente SIG, com escala 1:50.000.

A fim de se discretizar as contribuições de cada trecho no talvegue principal, devido à intervenção ser proposta em parte do mesmo, a rede de drenagem foi utilizada para fragmentação da bacia hidrográfica em quatro sub-bacias (Figura 02) a partir de quatro exturórios localizados na primeira confluência, denominada sub-bacia 1, na segunda confluência, sub-bacias 2 e 3, e à jusante do córrego Biquinha, sub-bacia 4.

Então a classificação do uso e ocupação do solo da região de interesse foi obtida junto à plataforma MapBiomas coleção 7.1 (MAPBIOMAS, 2020) na escala 1:250.000, e a pedologia junto à plataforma do IBGE na mesma escala.

Figura 02 - Sub-bacias e hidrografia Rio Imboaçu.



2.2. Equação de Chuvas Intensas e Elaboração da Chuva de Projeto

Precipitações máximas ou chuvas intensas são definidas como aquelas cujas intensidades ultrapassam um determinado valor mínimo, este parâmetro pode ser obtido a partir da relação entre o total precipitado e o tempo decorrido.

As principais características dessas precipitações são o total precipitado, sua distribuição temporal e espacial e sua frequência de ocorrência, podendo ser relacionadas por meio de expressões de intensidade-duração-frequência, que têm como objetivo calcular a intensidade ou a altura precipitada com base na duração da chuva e em um determinado período de retorno.

2.2.1 Equação IDF

A equação intensidade-duração-frequência utilizada no presente estudo baseou-se na estação pluviométrica da ANA, código 02243005, que se encontra próxima à área de estudo, possuindo longa série de dados medidos. Utilizou-se medições a partir de 1986, identificando os valores máximos de precipitação diária de cada ano hidrológico, definido neste projeto no período de agosto a julho, resultando na Tabela 01.

Tabela 01 – Precipitações máximas diárias da estação 02243005.

Ano	Precipitação Máxima diária (mm/dia)	Ano	Precipitação Máxima diária (mm/dia)
1986	78.4	2008	71
1987	89.4	2009	78.5
1989	56.9	2010	85
1990	88	2011	54.9
1991	85.5	2013	54.6
1992	70.8	2014	59.6
1993	89.8	2015	84.8
2001	84.2	2016	56.6

2002	118	2017	52.4
2003	105.2	2018	75.9
2004	60.9	2019	57.5
2006	88.5	2020	106.7
2007	82.1	2021	77.9

A equação IDF possui quatro parâmetros fixos que podem ser determinados a partir da análise estatística dos dados de precipitações máximas. Collischonn e Dornelles (2015) recomendam uma série superior a 25 anos para que seja possível estimá-los. O formato da equação é descrito pela Equação 01.

$$i = \frac{K \cdot (T_R)^a}{(t_d + b)^c} \quad \text{Equação 01}$$

Onde:

i : intensidade (mm/h);

T_R : período de retorno (anos);

t_d : tempo de duração da chuva (minutos);

K, a, b e c: parâmetros empíricos que variam de local para cada posto.

A estimativa dos coeficientes foi realizada com auxílio do aplicativo GAM-IDF (Genetic Algorithm Methodology for IDF) desenvolvida pelo Grupo de Pesquisa em Hidrologia e Modelagem Hidrológica em Bacias Hidrográficas da Universidade de Pelotas, que utiliza o algoritmo genético Shuffled Complex Evolution/University of Arizona (DUAN, GUPTA, SOROOSHIAN; 1993). Este método utiliza o teste de aderência de Anderson-Darling para verificar o ajuste das séries máximas anuais aos diferentes tipos de projeções, utilizando o método de desagregação proposto pela CETESB (CETESB, 1986) e verificando a qualidade dos dados gerados pela IDF utilizando o coeficiente de Nash-Sutcliffe e Root Mean Square Error (RMSE) para medir a qualidade das projeções, o relatório encontra-se no Anexo I.

Após a definição da equação a intensidade média ou precipitação total do evento de chuva intensa, dado um determinado período de retorno (10, 25,50 e 100

anos) e duração igual ao tempo de concentração calculado. Tendo em vista que há variação da intensidade ao longo do evento chuvoso, é necessário a criação de um hietograma para distribuição temporal do evento chuvoso.

Essa distribuição condicionará o volume infiltrado e a forma do hidrograma de escoamento superficial direto originado pela chuva excedente. O hietograma é uma forma gráfica, na qual se mostra a intensidade ou o volume precipitado de uma chuva ao longo de sua duração. A interação entre a distribuição temporal da chuva e o tempo de resposta da bacia hidrográfica vai determinar os valores da vazão máxima do hidrograma gerado por uma chuva e o instante de ocorrência.

Como, a priori, não se conhece essa distribuição temporal — que pode variar tanto no espaço como no tempo e também em relação ao tipo de precipitação —, é comum adotar-se distribuições empíricas que procuram representar as condições mais críticas possíveis da desagregação temporal da chuva e assim definir um hidrograma igualmente crítico, a despeito do método dos blocos alternados, apresentado por Tucci (1995).

Uma precipitação com pico de intensidade concentrada no final do evento originará um escoamento superficial maior do que outra cuja intensidade máxima se concentra no início do evento. Isso ocorre pelas alterações nas condições iniciais das características de infiltração da bacia, que dependem da condição de umidade inicial, pedologia e uso e ocupação do solo. Se o pico da intensidade da chuva ocorre no final do evento, a precipitação efetiva será semelhante ao total precipitado, ao contrário uma vez que as perdas iniciais já foram satisfeitas; ao contrário, se o pico da precipitação ocorrer no início do evento, só uma parte dessa precipitação gerará escoamento superficial, sendo que o restante irá satisfazer as perdas iniciais e, dessa forma, irá provocar uma vazão menor quando comparado à primeira situação (ABREU; SOBRINHA; BRANDÃO, 2017).

Essa correlação entre a variação do pico de intensidade da chuva e a respectiva precipitação efetiva gerada é explicada por Viessman Junior, Lewis e Knapp (1989). Segundo o autor, o potencial do gradiente hidráulico do solo no início da chuva é elevado porque a frente de umedecimento permanece praticamente na superfície do solo. Entretanto, inicialmente, a velocidade de infiltração da água no solo é maior do que a intensidade da precipitação e, com o fornecimento contínuo das águas

precipitadas, a zona de umedecimento aumenta e a velocidade de infiltração é reduzida; nesse momento ocorre a saturação da superfície do solo, gerando o escoamento superficial.

Neste contexto, no presente trabalho, utilizou-se o método dos blocos alternados, cuja distribuição temporal é conseguida utilizando-se dados das relações intensidade-duração-frequência. Essa distribuição não se relaciona com os fenômenos físicos, visa caracterizar uma condição crítica propondo a distribuição de totais de chuva em intervalos de tempo contidos na duração total.

É bastante disseminada no meio técnico a orientação de adotar a duração da chuva crítica igual ou próxima do tempo de concentração da bacia, porque desta forma ficaria garantido que o hidrograma atingiria o seu pico. Para durações maiores do que o tempo de concentração a intensidade da chuva tenderia a decrescer e para durações menores não haveria tempo para que toda a área da bacia contribuísse para o exutório da bacia. É importante esclarecer, entretanto, que essas considerações somente são válidas quando se admitem válidas as hipóteses do Método Racional, em especial a constância da intensidade da chuva. Essa hipótese somente é realista para bacias muito pequenas e essa é uma das razões pelas quais, na literatura especializada, a validade desse método é restrita a bacias com áreas de drenagem da ordem de 3 km².

Em bacias maiores a intensidade da precipitação varia ao longo de sua duração. No início da chuva a intensidade costuma ser pequena, tende a aumentar durante certo tempo, para depois decair até cessar. A precipitação no período em que ocorrem as maiores intensidades é a precipitação responsável pelo pico do hidrograma. O método dos Blocos Alternados concentra as maiores intensidades no meio da duração da chuva. Portanto, se a duração da chuva de projeto for aumentada, as chuvas críticas responsáveis pela vazão máxima não serão alteradas e permanecerão junto à região central do hietograma.

Por outro lado, observando as curvas IDF, que relacionam a intensidade, a frequência e duração das chuvas em um determinado local, é fácil perceber que a intensidade das chuvas intensas diminui à medida que aumenta a duração das chuvas. Com base nesse raciocínio, admite-se que as chuvas que causam as situações mais críticas em uma bacia têm a duração aproximadamente igual ao tempo

de concentração da bacia. Assim, considera-se que as chuvas de projeto tenham duração igual, ou muito semelhante, ao tempo de concentração da bacia (DAEE, 2005; RIO ÁGUAS, 2019; COLLISCHONN & DORNELLES, 2013)

O Método de Blocos Alternados, de acordo com Chow (1988), se inicia com a discretização do evento chuvoso em intervalos de tempo de igual duração, em seguida é definida a intensidade de precipitação instantânea associada a um período de retorno pré-estabelecido e, posteriormente, é feita a determinação da lâmina precipitada acumulada para cada intervalo de tempo, obtida por meio do produto da intensidade pela duração do intervalo considerado. Os incrementos de altura são então calculados tomando-se as diferenças entre valores de altura precipitada acumulada. Esses incrementos são por fim reordenados de maneira que a intensidade máxima se encontre no centro da duração total e os demais incrementos sejam arranjados alternadamente em ordem decrescente da direita para a esquerda. Quando o número de intervalos de tempo é par, os dois maiores blocos são posicionados no centro do hietograma, de forma que o maior deles é posicionado à esquerda. Os incrementos restantes são reordenados do mesmo modo discutido anteriormente.

A forma do hietograma a partir de uma equação IDF gerada por meio do método dos blocos alternados especifica a altura de precipitação que ocorre em vários intervalos de tempo sucessivos de mesma duração. A distribuição ocorreu com auxílio do software AltBlock: Chuvas de Projeto, cujo código computacional aplica a metodologia através das etapas de execução de inserção de dados, discretização da duração da chuva, cálculo da intensidade, precipitação acumulada, incrementos de chuva e sua reordenação (VIANA et al, 2022).

2.2.2 Tempo de Concentração

Levando em consideração que o período de retorno é igual a 10, 25, 50 e 100 anos, tem-se a necessidade de definir o tempo de duração da chuva, podendo ser igual ao tempo de concentração da bacia calculado com auxílio da fórmula de Kirpich (KIBLER, 1982).

O tempo de concentração da bacia hidrográfica foi calculado com auxílio de duas fórmulas distintas, que foram empregadas em dois métodos para cálculo da

vazão de projeto. As fórmulas escolhidas aplicam-se para bacias urbanas (SILVEIRA, 2005; TUCCI, 1993).

$$tc1 = 0,0663 * (L^{0,77}) * (Seq^{-0,385})$$
 Equação 02

$$tc2 = 57 * \left(\frac{L^3}{H}\right)^{0,385}$$
 Equação 03

No qual:

tc1: Fórmula de Kirpich, tempo de concentração (horas);

tc2: fórmula do California Culverts Practice, tempo de concentração (minutos);

L: comprimento do talvegue principal (km);

Seq: declividade equivalente (m/m);

H: desnível do talvegue entre a seção e o ponto mais distante da bacia (m);

2.3. Método SCS

O hidrograma de projeto para cada tempo de recorrência foi calculado com auxílio do software HEC-HMS (*Hydrologic Engineering Center - Hydrologic Modeling System*), um software desenvolvido pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos, que possui livre acesso e é utilizado para fins de modelagem de processos de chuva-vazão em bacias hidrográficas urbanas e rurais, realizando a transformação da chuva de projeto em escoamento superficial através de quatro gerenciadores essenciais (USACE, 2021):

- a) Modelo da Bacia – insere-se os dados espaciais e físicos da bacia hidrográfica e define-se o método de cálculo do hidrograma de projeto. Neste trabalho foi utilizado o método de infiltração SCS-CN (Soil Conservation Service – Curve Number). Define-se também o método para cálculo do amortecimento da onda de cheia, no qual utilizou-se o Miskingum-Cunge.
- b) Série de dados temporais – insere-se os dados precipitação de projeto, duração, discretização dos dados e valores de precipitação;

- c) Modelo de Especificação de Controle – especifica-se o início e final do evento e intervalo de tempo que será projeto do hidrograma;
- d) Modelo Meteorológico – especifica-se como será informado ao programa a precipitação, nesse projeto foi utilizado um hietograma calculado;

Ao término da simulação, o modelo permite a visualização do hidrograma para cada sub-bacia, das junções dessas e no exutório, sendo possível verificar a vazão máxima acumulada e como ocorreu a soma dos picos de vazão.

O método SCS-CN foi desenvolvido pelo Serviço de Conservação de Solo (SCS - Soil Conservation Service), chamado de Serviço de Conservação de Recursos Naturais (NRCS - Nature Resource Conservation Service) desde a década de 1950, sendo ele resultado de pesquisa de campo em bacias rurais não monitoradas, que visavam estimar o escoamento superficial a partir de dados pluviométricos de diversas bacias (CHIMENE, 2019).

Este método é um procedimento que gerará como resultado um hidrograma sintético curvilíneo adimensional, que por sua forma pode ser entendido como hidrograma unitário triangular (GRIBBIN, 2014; CHIMENE, 2019). A vazão estará em função do parâmetro Curve Number (CN), que consiste na relação entre um dado evento de precipitação extremo e as condições pedológicas da bacia hidrográfica no cálculo do escoamento superficial, ou seja, a quantidade excedente de água que não ficou retida na bacia hidrográfica e se transformou em escoamento superficial (CHIMENE, 2019). Para isso, é necessário a classificação do tipo de solo da bacia em quatro tipos hidrológicos (Tabela 03) e, quando se relaciona cada tipo de solo com o uso e ocupação, é possível obter a Tabela 04.

Tabela 03 – Diferentes tipos de solo classificados quanto a capacidade infiltração

Tipos de Solo	Descrição
Grupo A	Solos arenosos com baixo teor de argila total, inferior a uns 8% não havendo rocha nem camadas argilosas, e nem mesmo densificadas até a profundidade de 1,5 m. O teor de húmus é muito baixo, não atingindo 1%

Grupo B	Solos franco arenosos (franco) menos profundos que os do Grupo A e com menor teor de argila total, porém ainda inferior a 15%. No caso de terras roxas, esse limite pode subir a 20% graças à maior porosidade. Os dois teores de húmus podem subir, respectivamente, 1,2 a 1,5%. Não pode haver pedras e nem camadas argilosas até 1,5 m, mas é, quase sempre, presente camada mais densificada que a camada superior.
Grupo C	Solos barrentos (franco siltoso ou franco argiloso arenoso) com teor total de argila de 20 a 30%, mas sem camadas argilosas impermeáveis ou contendo pedras até profundidades de 1,2 m. No caso de terras roxas, esses dois limites máximos podem ser de 40% e 1,5 m. Nota-se a cerca de 60 cm de profundidade, camada mais densificada que no Grupo B, mas ainda longe das condições de impermeabilidade.
Grupo D	Solos argilosos (30 a 40% de argila total) e ainda com camada densificada a uns 50 cm de profundidade. Ou solos arenosos como B, mas com camada argilosa quase impermeável, ou horizonte de seixos rolado

Adaptado de (PORTELA, 2006; CHIMENE, 2019)

Tabela 04 – Diferentes tipos de solo classificados quanto a capacidade infiltração

Tipos de Uso de Solo/Tratamento/Condições Hidrológicas		Grupo Hidrológico			
		A	B	C	D
Uso Residencial					
Tamanho médio do lote	% Impermeável				
Até 500m ²	65	77	85	90	92
1000m ²	38	61	75	83	87
1500m ²	30	57	72	81	86
Estacionamentos pavimentados		98	98	98	98
Ruas e estradas:					
pavimentadas, com guias e drenagem		98	98	98	98
com cascalho		76	85	89	91
de terra		72	82	87	89
Áreas comerciais (85% de impermeabilização)		89	92	94	95
Distritos industriais (70% de impermeabilização)		81	88	91	93
Espaços abertos, parques, jardins:					

Boas condições, cobertura de grama>75%	39	61	74	80
Condições médias, cobertura de grama>50%	49	69	79	84
Pastos condições:				
Ruins	68	79	86	89
Médias	49	69	79	84
Boas	39	61	74	80
Curvas de nível condições:				
Ruins	47	67	81	88
Médias	49	25	75	83
Boas	6	35	70	79
Campos em condições boas	30	58	71	78
Florestas em condições:				
Ruins	45	66	77	83
Médias	36	60	73	79
Boas	25	55	70	77

Adaptado de (RIO ÁGUAS, 2019)

O tempo de duração da chuva adotado será o mesmo valor do tempo de concentração da bacia, calculado pela fórmula de Kirpich (Equação 02). Definiu-se um tempo de retardo (TR) para cada sub-bacia hidrográfica em estudo, igual a 60% do tempo de concentração adotado. Ressalta-se que foi utilizada a mesma equação para o cálculo de cada sub-bacia, adotando-se os valores de Declividade Equivalente e Comprimento do Talvegue de cada uma.

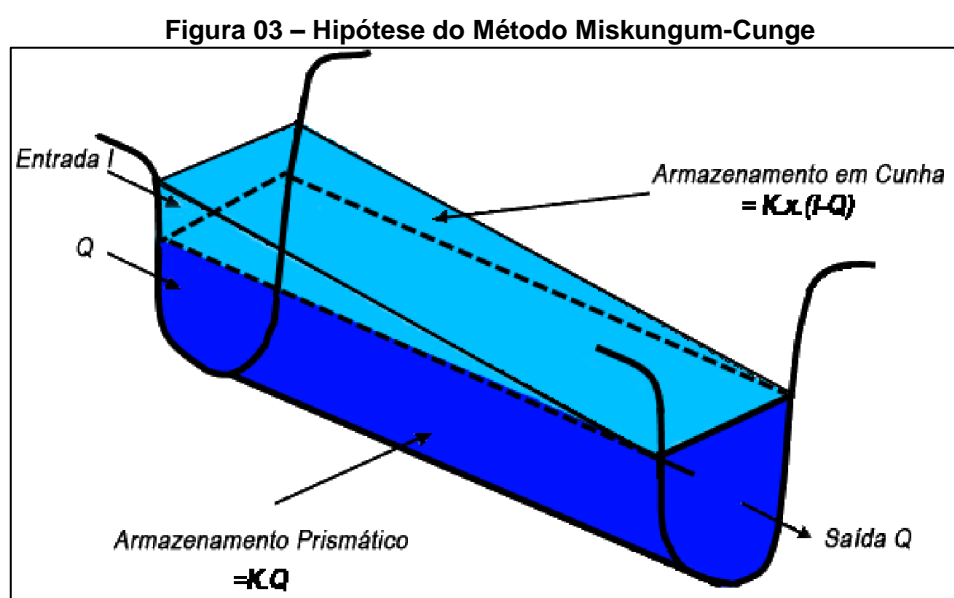
2.3.1. Propagação de Cheias - Método Muskingum-Cunge

O método de amortecimento de hidrograma Muskingum-Cunge é uma técnica utilizada para prever o comportamento de um rio durante um evento de cheia, através da análise de um hidrograma de entrada e das características físicas do canal. Seu objetivo principal do método é estimar o tempo de chegada e a magnitude do pico da vazão em um ponto específico do rio, após a passagem desta onda. Os resultados obtidos por ele serão a previsão da vazão máxima, do tempo de chegada do pico desta em um ponto específico do rio e análise da propagação deste fenômeno.

Os principais efeitos que ocorrem quando uma onda de cheia se propaga ao longo de um canal são a translação e atenuação, sendo o primeiro uma característica

mais evidente quando o canal possui declividade alta, onde os picos dos hidrograma de entrada e saída tornam-se mais distantes. Já atenuação seu efeito torna-se mais evidente quando a declividade do canal é mais baixa, onde pode-se notar o amortecimento (atenuação) da onda de cheia enquanto essa se propaga para jusante (COLLISCHON; DORNELLES, 2013).

Existem alguns métodos para estimar os efeitos da propagação da onda de cheias em canais, como: Método da Onda Cinemática, Método de Muskingum e o Método de Muskingum-Cunge. Todos esses são métodos hidrológicos que fazem a simplificação da Equação de Saint-Venant, que resolve hidraulicamente essa questão. Optou-se por utilizar o Muskingum-Cunge por esse resolver de maneira eficiente algumas questões que envolvem a celeridade e relações geométricas do comprimento do canal. Além disso, a solução desta equação, tende a resultar na formação de uma onda com menor atenuação (Figura 03), possibilitando mais flexibilidade na atribuição da razão do tempo e espaço (COLLISCHON; DORNELLES, 2013).



Fonte: FREITAS (2022)

A metodologia parte diretamente da compreensão da equação da continuidade em volume de controle e da suposição que existe uma relação entre o armazenamento em um dado instante de tempo e as vazões de entrada e saída, sendo assim:

$$\frac{dS}{dt} = I - Q$$

Equação 03

$$S = f(I, Q)$$

Equação 04

No qual:

$\frac{dS}{dt}$: descreve a variação do armazenamento com o tempo;

I : Vazão de entrada;

Q : Vazão de saída;

S : Armazenamento em função de I e Q .

Para o armazenamento em um canal prismático resolve-se a Equação 05 e quando armazenamento se der em formato de cunha, responde-se a Equação 06.

$$S_1 = K \cdot Q$$

Equação 05

$$S_2 = K \cdot X \cdot (I - Q)$$

Equação 06

Onde:

K : parâmetro expresso em unidades de tempo, que expressa o tempo de viagem do pico de cheia do início ao final do trecho do rio, ou seja, pode ser expressa pela distância dividida pela celeridade (Equação 07).

X : parâmetro ponderador adimensional cujo valor varia entre 0 e 0,5, onde, 0 o amortecimento é máximo e 0,5 não há amortecimento (Equação 08).

$$K = \frac{\Delta x}{c}$$

Equação 07

$$X = \frac{1}{2} \cdot \left(1 - \frac{Q}{B \cdot c \cdot S_0 \cdot \Delta x} \right)$$

Equação 08

Sejam:

Δx : o comprimento do trecho do rio, que deve ser escolhido adequadamente para que esse represente de forma adequada o amortecimento que ocorre na onda de cheia (Equação);

B : é a largura do canal prismático, dada em metros;

S_0 : é a declividade de fundo do canal, dado em m/m;

Q : é a vazão de referência, dada em m³/s;

c : é a celeridade cinemática da onda de cheia, descrita em m/s e descrita pela Equação .

$$\Delta x \leq \frac{c \cdot \Delta t}{2} \left[1 + \left(1 + 1,5 \cdot \frac{Q}{B \cdot S_0 \cdot \Delta t \cdot c^2} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \quad \text{Equação 09}$$

$$c = \frac{5}{3} \cdot u \quad \text{Equação 10}$$

Onde:

u : é a velocidade de fundo do rio, dada em m/s.

Assim, conforme exemplificado na

Figura 03, o armazenamento S (Equação 11) será a soma entre o armazenamento prismático e o em cunha.

$$S = K \cdot [X \cdot I + (1 - X) \cdot Q] \quad \text{Equação 11}$$

Resolvendo as equações numericamente com auxílio da solução por diferenças finitas obtém-se a Equação 12.

$$\frac{S_{t+\Delta t} - S_t}{\Delta t} = \frac{I_t + I_{t+\Delta t}}{2} - \frac{Q_t + Q_{t+\Delta t}}{2} \quad \text{Equação 12}$$

Sendo S definidos pelas Equações 13 e 14.

$$S_{t+\Delta t} = K \cdot [X \cdot I_{t+\Delta t} + (1 - X) \cdot Q_t] \quad \text{Equação 13}$$

$$S_t = K \cdot [X \cdot I_t + (1 - X) \cdot Q_t] \quad \text{Equação 14}$$

Substituindo as expressões encontradas na Equação 15, pelas formulações das Equações 16 a 20, pode-se representar a vazão de saída pela expressão descrita na Equação .

$$Q_{t+\Delta t} = C1 \cdot I_{t+\Delta t} + C2 \cdot I_t + C3 \cdot Q_t \quad \text{Equação 16}$$

Nos quais:

$$C1 = \frac{\Delta t - 2 \cdot K \cdot X}{2 \cdot K \cdot (1 - X) + \Delta t} \quad \text{Equação 17}$$

$$C2 = \frac{\Delta t + 2 \cdot K \cdot X}{2 \cdot K \cdot (1 - X) + \Delta t}$$

Equação 18

$$C3 = \frac{2 \cdot K \cdot (1 - X) - \Delta t}{2 \cdot K \cdot (1 - X) + \Delta t}$$

Equação 19

$$C1 + C2 + C3 = 1$$

Equação 20

O software HEC-HMS permite sua implementação através do uso de um modelo de canal de fluxo unidimensional, que divide o canal em segmentos discretos e calcula a vazão em cada segmento ao longo do tempo. O modelo de canal é calibrado para representar as características físicas do canal, sendo necessários para cálculo da equação no software rugosidade, declividade, largura do canal e o comprimento do trecho em análise, definidos e calculados com auxílio das bases de dados inseridas no QGIS e vistorias in loco. Esses parâmetros físicos possibilitam a estimativa de K e X, supracitados. O método é aplicado ao hidrograma de entrada para calcular o hidrograma de saída, que é a vazão em um ponto específico do canal, estimando a vazão de projeto.

2.4. Método Racional

Diante da ausência de outros estudos da região, acredita-se que seja pertinente a execução de um segundo método com intuito de afirmar a vazão de projeto encontrada. O método Racional estima a vazão de projeto (Q_r) a partir de uma única equação (Equação 23), sua aplicação depende da correta estimativa de todas as suas variáveis.

$$Q_r = \frac{C_r \cdot i \cdot A}{3,6}$$

Equação 23

No qual:

Q_r : vazão de projeto (m^3/s)

C_r : Coeficiente de escoamento superficial;

i : intensidade da chuva de projeto (mm/h);

A : área de drenagem (km^2).

A utilização desse método

Este método é comumente empregado em bacias que possuem área de drenagem de até 2 km² (ELIAS, 2021; DAEE, 2005), e leva em consideração uma série de hipóteses, são elas:

- A uniformidade espacial da precipitação na bacia;
- A uniformidade temporal da precipitação ao longo do tempo de ocorrência da chuva;
- A uniformidade do coeficiente de escoamento superficial;
- A igualdade entre a duração da chuva e o tempo de concentração da bacia.

A primeira variável do método racional é o coeficiente de escoamento superficial C_r , que concentra todas as especificidades da bacia hidrográfica estudada, representando o grau de impermeabilização ou urbanização. Quanto menor a possibilidade de a água precipitada infiltrar-se no solo, ou de ficar retida na vegetação, maior será a parcela que se transformará em escoamento superficial, resultando em um valor mais elevado para o coeficiente. A tabela 05 apresenta faixas de valores de C_r .

Tabela 05: Valores recomendados para o coeficiente C_r

Uso do Solo ou Grau de Urbanização	Valores de C_r	
	Mínimos	Máximos
Área totalmente urbanizada	0,50	1,00
Área parcialmente urbanizada	0,35	0,50
Área predominantemente de plantações, pastos, etc	0,20	0,35

Fonte – DAEE, 2005

A intensidade da precipitação (i) foi obtida a partir da análise estatística das medições pluviométricas da estação da ANA código 02243005, que possibilitou a geração de uma curva IDF para a mesma, faltando a definição dos valores de período de retorno e duração do evento.

Na aplicação do Método Racional considera-se a duração da precipitação intensa de projeto igual ao tempo de concentração da bacia. Quando se observa essa igualdade, admite-se que a bacia é suficientemente pequena para que essa situação ocorra (a duração é inversamente proporcional à intensidade). Em bacias pequenas,

as condições mais críticas se devem a precipitações convectivas, de pequena duração e grande intensidade.

O período de retorno adotado foi igual a 10, 25, 50 e 100 anos, e o tempo de duração da chuva foi igualado ao tempo de concentração, calculado pela fórmula California Culverts Practice (Equação 03). Por fim, a área de drenagem da bacia foi calculada com auxílio do software QuantumGis que, após a sua delimitação, possibilita a execução desse cálculo.

2.5. Verificação Hidráulica

A verificação hidráulica foi realizada no ambiente do software HEC-RAS, que permite ao usuário desenvolver cálculos hidráulicos para escoamentos unidirecionais em regime permanente e não permanente. O modelo fornece, entre outras, informações hidráulicas dos perfis da superfície da água e diversos parâmetros hidráulicos para cada seção estudada, tais como, velocidade, profundidade, tensão, largura superficial, área molhada entre outros. As simulações podem ser realizadas para fornecer também os perfis de escoamento permanente e não permanente, sendo o primeiro subdividido em supercrítico, subcrítico e ainda a junção dos dois tipos de regime ao longo de um canal, o qual foi aplicado neste projeto.

Os perfis são calculados de uma seção para outra seguinte através das equações de Saint Venant, as quais englobam a equação de conservação de massa e a equação de conservação de momento. Através dessas equações podem se obter os valores de velocidade e profundidade do escoamento. O modelo usa o coeficiente de Manning para avaliar as perdas de energia.

Para uso do HEC-RAS são necessários os seguintes dados de entrada:

- Geometria: Seção transversal; Espaçamento; Estruturas; Coeficiente de Manning;
- Vazões e condições de contorno para a simulação;
- Tipo de regime do escoamento.

A geometria será obtida por meio de um levantamento topobatimétrico feito em uma parte do corpo hídrico.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos da caracterização da área de estudo, da análise estatística dos dados pluviômetros e dos modelos hidrológicos SCS-CN e Método Racional. Foram realizadas duas estimativas de vazão de projeto pelo fato da ausência de outros estudos na região. Além disso, a bacia em estudo possui área ligeiramente acima dos limites de aplicação do Método Racional, e está dentro dos limites do SCS-CN

3.1. Características Físicas

A bacia hidrográfica foi discretizada em quatro sub-bacias, conforme ilustrado na Figura 02. O talvegue principal definido para o projeto foi o próprio corpo denominado como Córrego Biquinha, com direção de escoamento montante-jusante iniciando-se com a sub-bacias 1 que conduz sua drenagem até o ponto de junção entre ela e a sub-bacia 3, ambas conduzem a drenagem até o ponto de junção que recebe as vazões das sub-bacias 3 e 2, que por sua vez conduz o escoamento até o exutório pela sub-bacia 4.

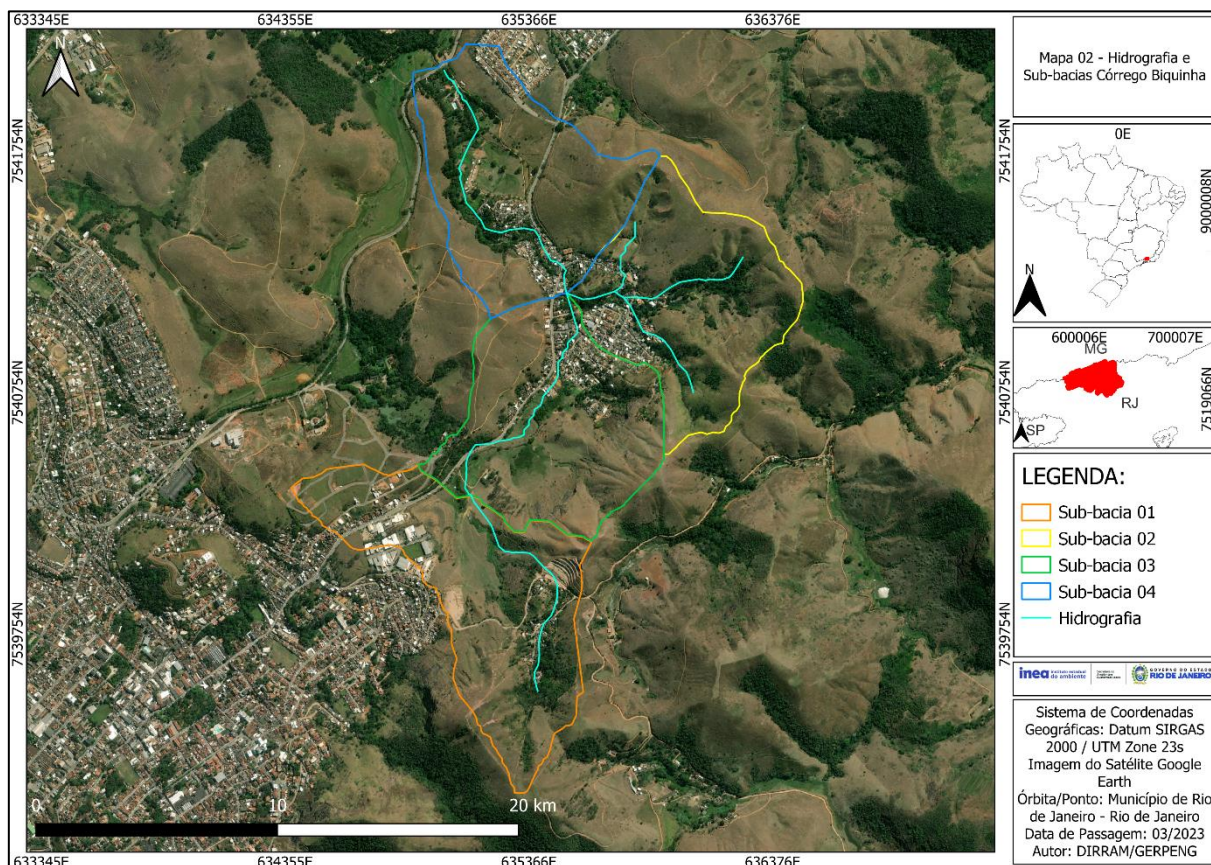
Cada sub-bacia foi analisada individualmente, com a identificação das suas características físicas, como: área de drenagem, declividade equivalente, comprimento do talvegue, entre outros, além da bacia hidrográfica como um todo. Os resultados encontram-se na tabela 06.

Os tempos de concentração das sub-bacias 1, 3 e 4 foram ajustados para igualarem-se ao tempo calculado da bacia hidrográfica inteira. Esta ação visa sanar as diferenças encontradas em quando analisadas as sub-bacias individualmente, tendo em vista que as bacias estão conectadas em série e, por isso, o tempo deverá ser igual ao encontrado quando analisada a bacia. Este ajuste foi realizado considerando o mesmo raio hidráulico ao longo o córrego biquinha, e, em função da velocidade realiza-se o ajuste nos respectivos tempos de concentração com auxílio da função solver no software Microsoft Excel.

Tabela 06: Característica Física da bacia e sub-bacias.

Parâmetros	Sub-bacia 1	Sub-bacia 2	Sub-bacia 3	Sub-bacia 4	Bacia Hidrográfica
Área de Drenagem (km ²)	0.70	0.62	0.65	0.65	2.62
Comprimento Talvegue (km)	1.07	0.68	1.10	1.71	3.87
Desnível (m)	184	37	17	21	220
Declividade equivalente (m/m)	4.43%	2.37%	0.68%	0.51%	0.84%
Tempo de concentração (min)	8.5	12.5	22.3	40.3	71.1
Lag-time (min)	5.1	7.5	13.4	40.3	-

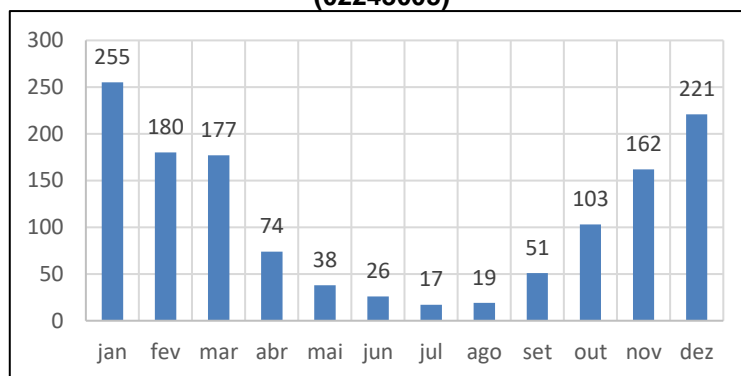
Figura 02 - Sub-bacias e hidrografia Córrego Biquinha.



3.2. Precipitação de projeto

A chuva de projeto foi definida com auxílio da equação IDF, cujos parâmetros fixos foram estimados com o GAMIDF partir da estação da ANA código 02243005 que está localizado a, aproximadamente, 1,8 km da bacia em questão. Salienta-se que esse é o posto mais próximo que possui séries de dados longos medidos, apresentando condições climáticas análogas à bacia do córrego Biquinha.

Figura 05 – Média acumulada mensal de chuva para a Estação Pluviométrica Valença (02243005)



A média pluviométrica deste posto é 1323 mm/ano, sendo os meses de janeiro e dezembro aqueles que apresentam maior média pluviométrica mensal, como pode-se observar na Figura 05. O ano hidrológico desta região foi definido iniciando-se em julho a agosto do ano seguinte. Com isso, define-se as máximas precipitações diárias anuais, que resultaram na Equação 24.

$$i = \frac{675,086 \cdot (T_R)^{0,125}}{(t_d + 9,226)^{0,707}} \quad \text{Equação 24}$$

A intensidade do evento chuvoso foi calculada de acordo com a Equação IDF igualando-se a duração com o tempo de concentração da bacia, com período de retorno de 10, 25, 50 e 100 anos.

3.3. Método SCS

O SCS para a produção das hidrógrafas a partir de dados da chuva de projeto, sua distribuição ao longo do tempo, o *curve number* (CN) médio de cada sub-bacia e o tempo de retardo. Esses parâmetros foram calculados baseados nas características físicas da bacia e sub-bacias definidas.

O tempo de retardo (*lag-time*) é necessário para modelagem no HEC HMS, sendo definido como o tempo total para que toda a sub-bacia contribua para o deflúvio no exutório. Segundo Genovez (2001), com base nas análises efetuadas para a elaboração do hidrograma unitário sintético, o SCS definiu o tempo de retardo (TR), como sessenta por cento do tempo de concentração de cada sub-bacia. Neste caso, o tempo de concentração foi calculado com auxílio da fórmula de Kirpich (Equação 02), os resultados encontram-se na tabela 07.

O CN é o parâmetro usado pelo modelo para estimar a retenção potencial máxima de chuva. Desta forma, o CN determina o total de excesso de chuva que se tornará escoamento direto (MILDE et al, 2002). Seu valor varia de 0 a 100, com 0 representando total permeabilidade da água pluvial no solo, e 100 representando total impermeabilidade do solo. Sua determinação resulta da análise de dados de uso e ocupação do solo e da classificação hidrológica do solo.

Com isso, realizou-se a caracterização de uso e ocupação do solo, obtida na plataforma MapBiomas (Mapbiomas, 2020) um projeto de mapeamento anual da cobertura e uso do solo que produz mapas anuais, a partir de imagens de satélite Landsat e Sentinel de forma automatizada, neste caso utilizou-se o segundo satélite. Desta forma com auxílio do software QGIS, foi utilizado os shapefiles de Uso e Ocupação de Solo e da Pedologia para definir os grupos hidrológicos e os respectivos valores do CN para cada uso e ocupação em cada tipo de solo, resultando nos mapas presentes nas Figuras 06 e 07.

Tabela 07 – Valores CN e lag-time adotados.

Sub-bacias	CN	Lag-time (min)
Sub-bacia 1	81	8,32
Sub-bacia 2	77	7,51
Sub-bacia 3	78	17,50
Sub-bacia 4	81	27,57

Figura 06 – Pedologia.

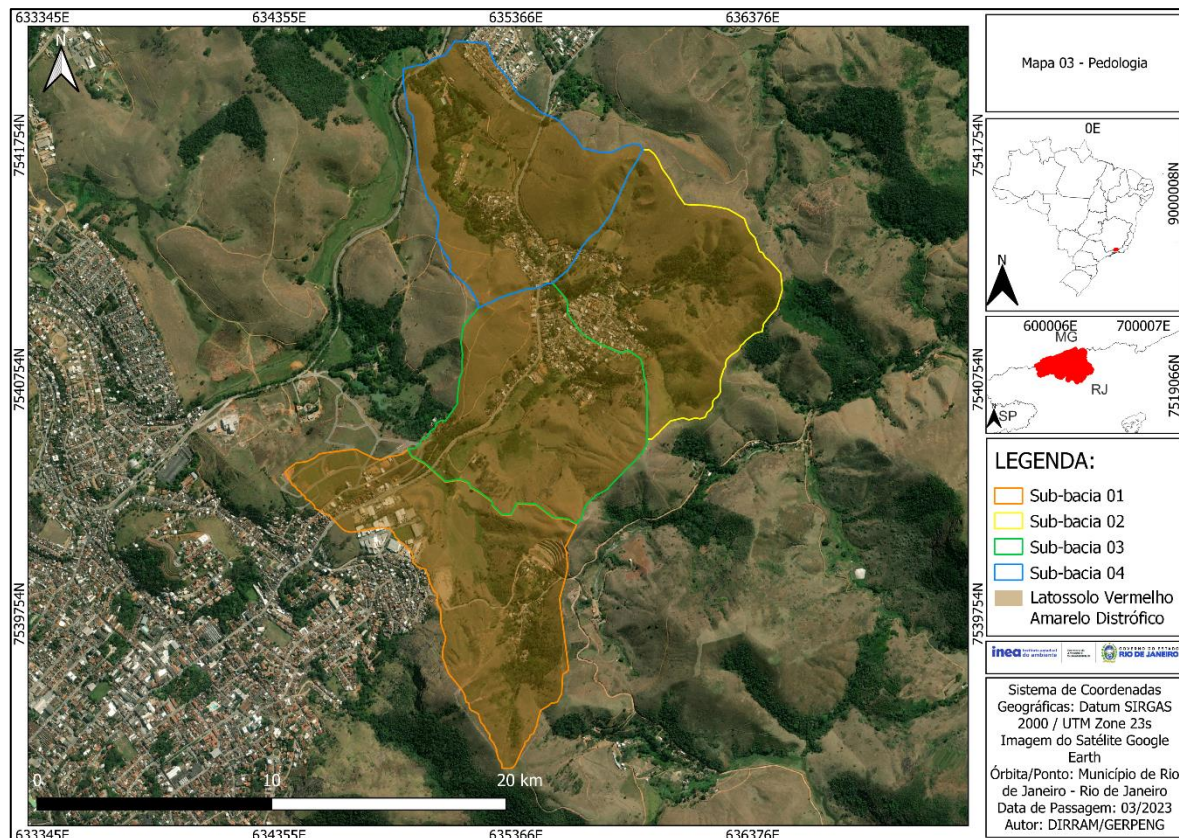
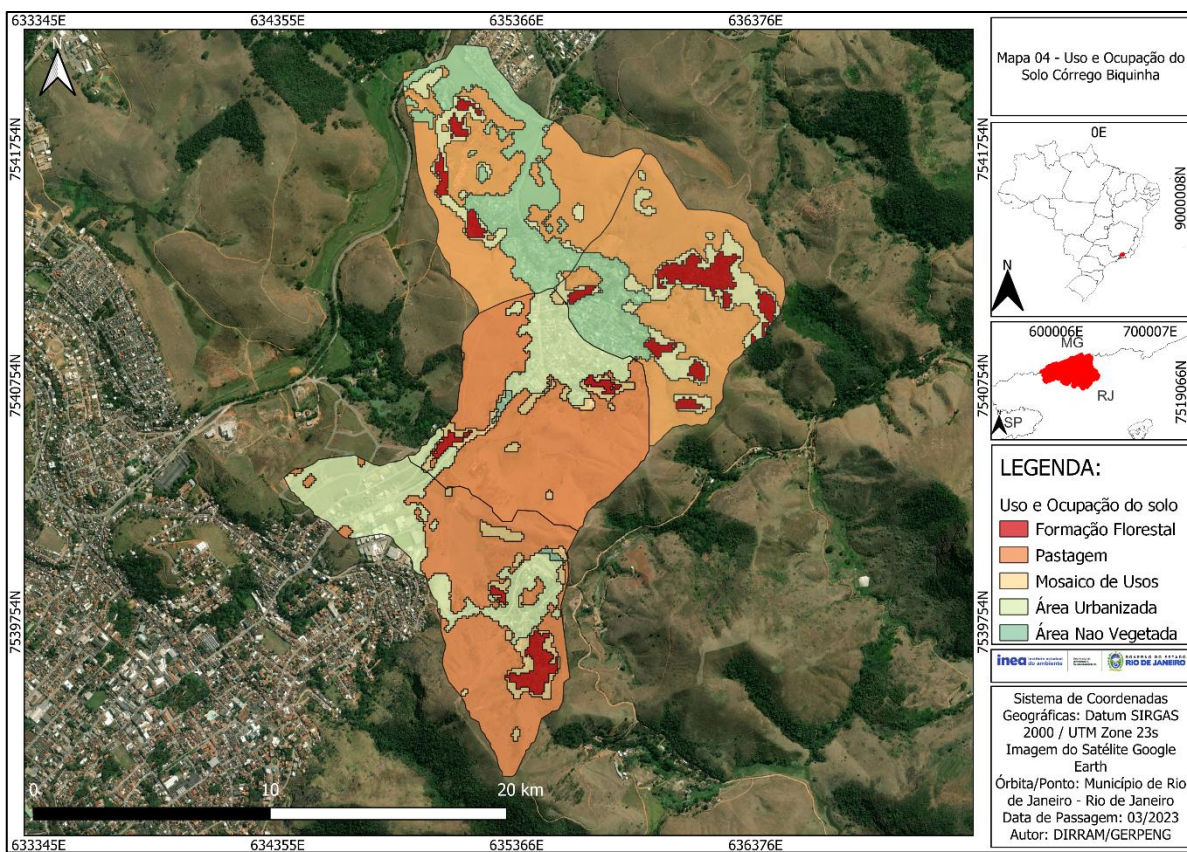


Figura 07 – Uso e Ocupação do Solo.

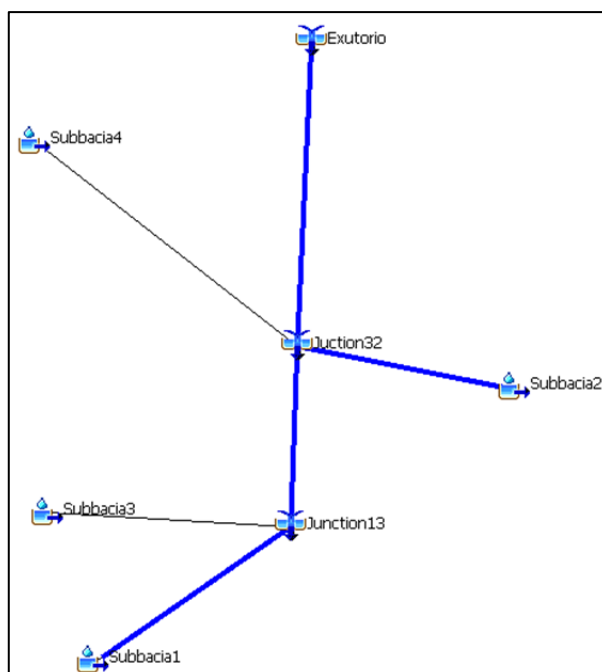


A Pedologia identificou um único tipo de solo em toda região, o Latossolo Vermelho-amarelo Distrófico, que se encaixa tanto no grupo hidrológico A e B, porém, pelo fato de a área de estudo possuir urbanização e elevada declividade, adotou-se o grupo C. Após isso, calculou-se a área de cada uso estabelecido pelo MapBiomas, e através de fotointerpretação de cada classificação, definiu-se os valores de CN, que foi utilizado para calcular a média ponderada para cada sub-bacia de acordo com sua área, resultando em um CN médio total para cada. Todos os dados, definições e valores definidos encontram-se em anexo (Anexo II) a tabela 07 resume esses resultados.

Com todos os parâmetros definidos e calculados, foi realizada a modelagem no HEC-HMS para um evento de chuva com duração de 75 minutos, equivalente ao tempo de concentração da Bacia do Córrego Biquinha, com duração da chuva unitária equivalente a 5 minutos e o intervalo de tempo nas especificações de controle do HEC-HMS foi igual a 2 minutos. As chuvas de projeto encontram-se em anexo (Anexo III).

A simulação foi esquematizada visando identificar cada contribuição individual de cada sub-bacia no Córrego Biquinha, resultando na Figura 08. A mesma gerou os resultados presentes nos hidrogramas das figuras 09, 10, 11 e 12, para os tempos de recorrência 10, 25, 50 e 100 anos, respectivamente.

Figura 08– Esquematização da modelagem



A intervenção proposta corresponde a um trecho de 1,3 km localizado aproximadamente com a metade a montante da Junção 32 e a outra metade à jusante da mesma.

Figura 09– Hidrograma de Projeto para o tempo de retorno de 10 anos

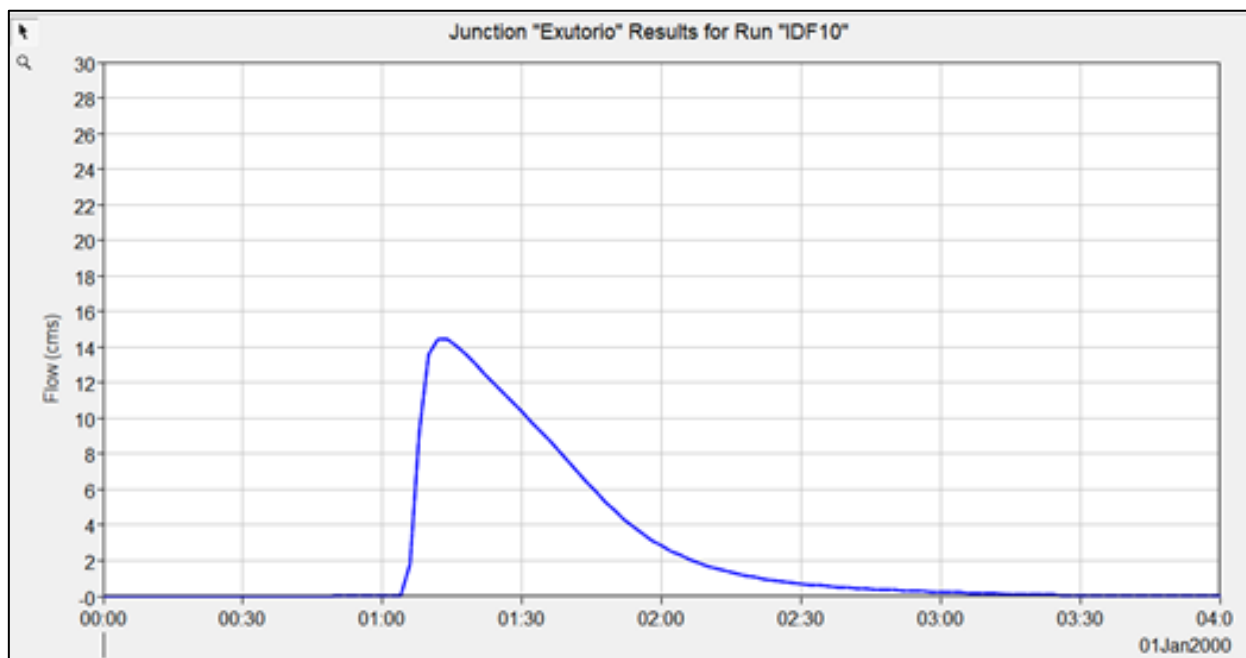


Figura 10– Hidrograma de Projeto para o tempo de retorno de 25 anos

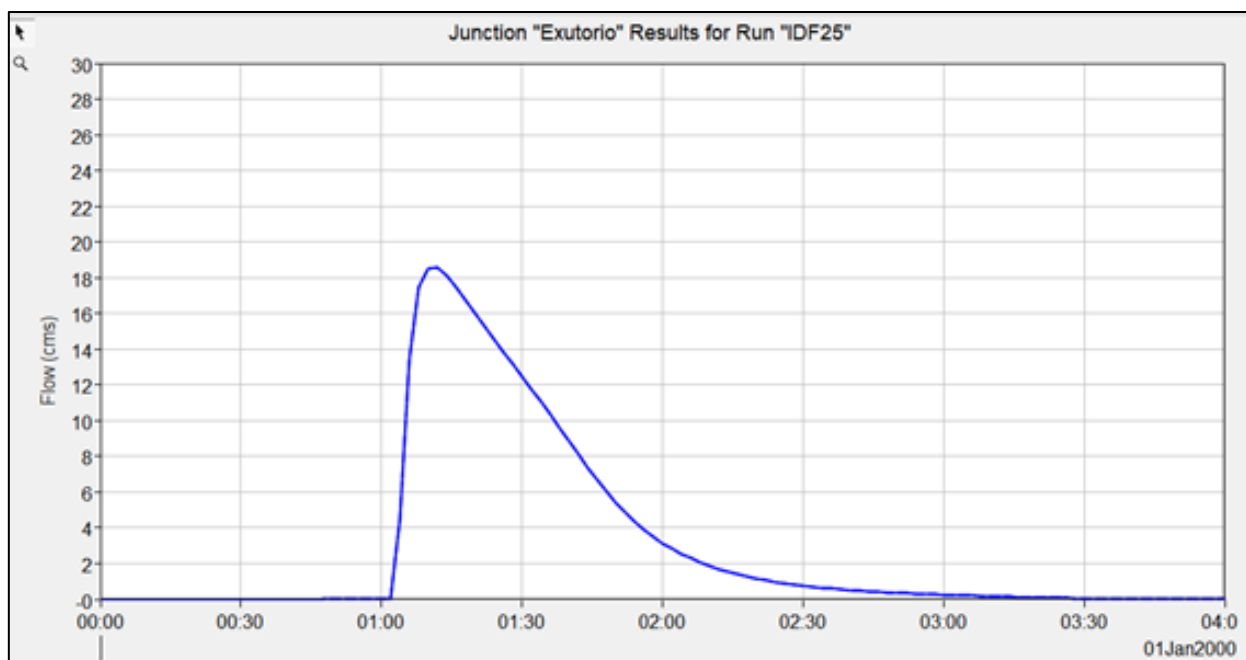


Figura 11– Hidrograma de Projeto para o tempo de retorno de 50 anos

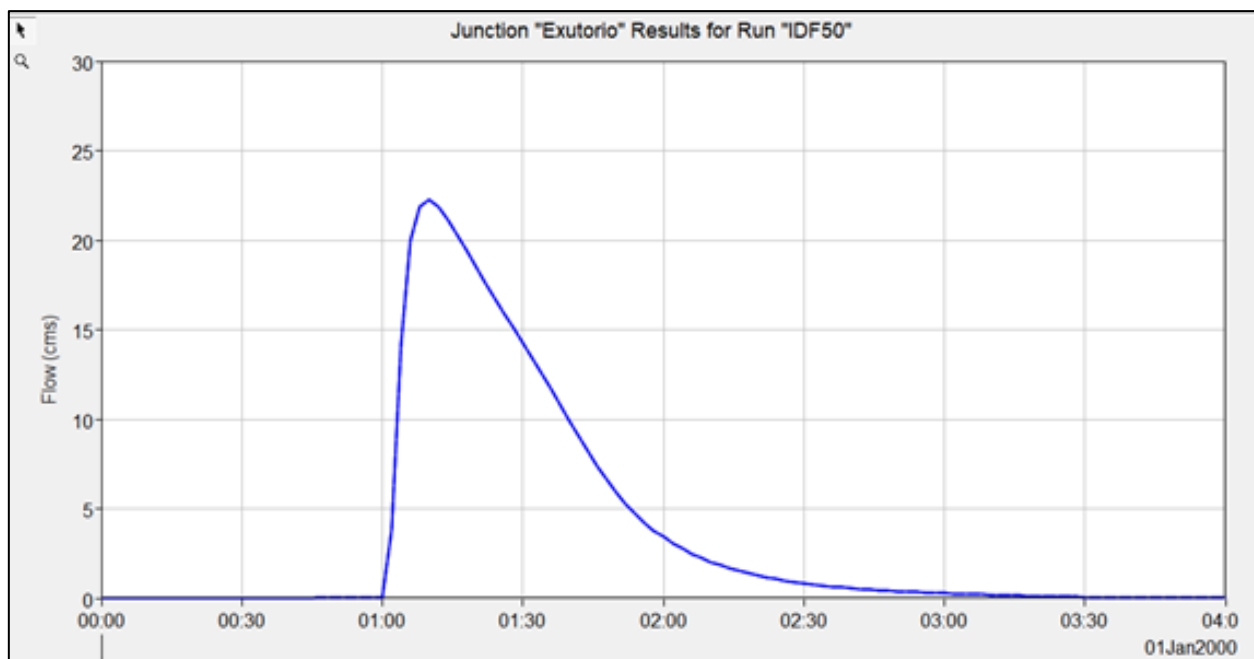
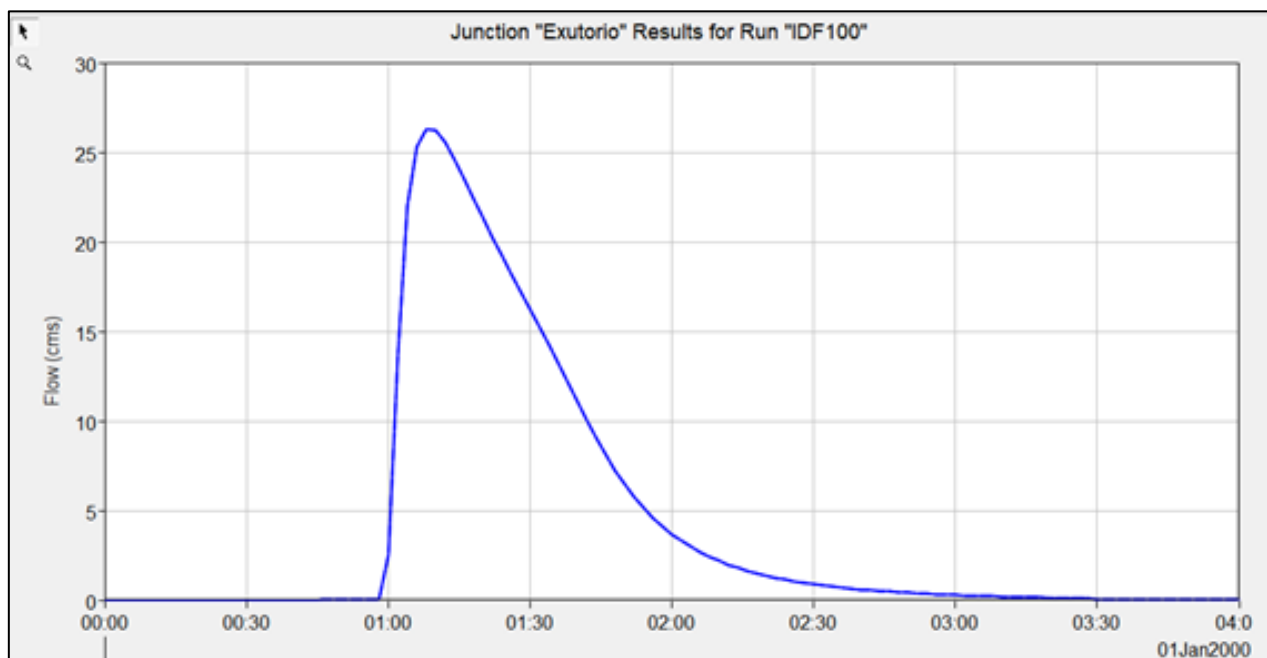


Figura 12– Hidrograma de Projeto para o tempo de retorno de 100 anos



A execução do método SCS no ambiente do HEC-HMS gerou uma vazão de projeto igual a 10.2, 12.2, 14.8 e 17.1 m³/s para os tempos de recorrência de 10, 25, 50 e 100 anos, respectivamente. Essas vazões foram identificadas à montante da junção, enquanto à jusante os resultados foram 15.9, 19.8, 23.8 e 27.9 m³/s para os mesmos períodos de retorno.

3.4. Método Racional

O método racional utilizou a mesma equação IDF elaborada anteriormente, e os mesmos parâmetros físicos. A vazão é encontrada pela Equação 23, com a intensidade de precipitação (i) sendo calculada pela Equação 24, para os períodos de retorno 10, 25, 50 e 100 anos, com tempo de duração (t_d) igual ao tempo de concentração da bacia ($tc2$).

$$Q_r = \frac{Cr * i * A}{3,6} \quad \text{Equação 23}$$

$$i = \frac{675,086 \cdot (T_R)^{0,125}}{(t_d + 9,226)^{0,707}} \quad \text{Equação 24}$$

$$tc2 = 57 * \left(\frac{L^3}{H}\right)^{0,385} \quad \text{Equação 03}$$

Com o tempo de concentração encontrado, igual a 33 minutos, o coeficiente Cr foi determinado como o valor mínimo para Área Parcialmente Urbanizada, 0.35, resultando nas vazões descritas na Tabela 08, que apresenta, também, as vazões encontradas pelo método SCS.

Tabela 08 – Vazões de projeto encontradas

Tempo de Retorno (anos)	Vazão de projeto (m³/s)	
	Método Racional	Método SCS
10	23	16
25	26	20
50	28	24
100	31	28

Levando em consideração que o método racional tende a superestimar as vazões de projeto devido a algumas de suas simplificações e pressupostos:

- **Uniformidade da Chuva:** O Método Racional assume que a chuva é uniformemente distribuída por toda a bacia hidrográfica e durante toda a duração da chuva. Isso pode não refletir a realidade, já que a intensidade da chuva muitas vezes varia ao longo do tempo e também pode variar espacialmente dentro da bacia.
- **Infiltração no Solo:** O método não leva em conta a infiltração da água no solo de forma precisa. A capacidade do solo de absorver água pode variar dependendo de

sua permeabilidade, umidade prévia e outros fatores, o que afeta a quantidade de água que efetivamente se transforma em escoamento superficial.

- **Coeficiente de Escoamento:** O Método Racional utiliza um coeficiente de escoamento que é uma simplificação das características da bacia. Esse coeficiente não considera detalhes como a cobertura vegetal, o uso do solo e outros fatores que influenciam a taxa de escoamento.
- **Distribuição Espacial da Chuva:** O Método Racional assume que a chuva é distribuída uniformemente em toda a bacia, não considerando as variações na distribuição espacial da chuva que podem ocorrer em terrenos complexos.
- **Duração da Chuva:** O método não considera a variação na intensidade da chuva ao longo da duração da chuva. Chuvas de curta duração e alta intensidade podem resultar em superestimação da vazão.

O método SCS-CN (Soil Conservation Service Curve Number) ao contrário do Método Racional, não tende a superestimar as vazões de projeto devido a algumas características e abordagens específicas que incorpora, como a consideração da infiltração da água no solo de maneira mais realista, utilizando o índice CN que considera o uso e cobertura do solo e sua pedologia. Considera, também, a variação temporal e espacial da chuva.

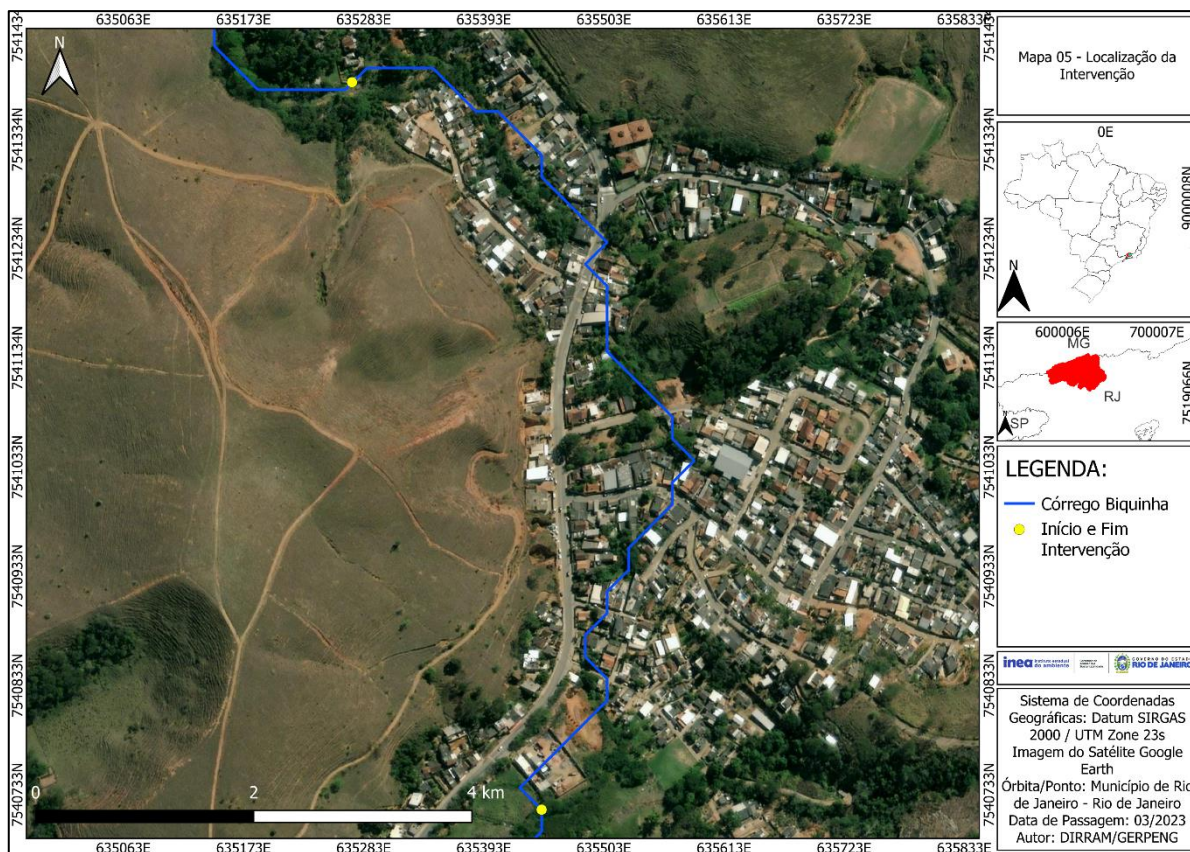
Por causa dessas considerações mais detalhadas e realistas, o método SCS-CN tende a produzir estimativas de vazão mais precisas do que o Método Racional, especialmente em cenários onde a chuva é variável em intensidade e onde as características da bacia têm impacto significativo no escoamento. Por isso, no presente estudo, foi o escolhido.

4. VERIFICAÇÃO HIDRÁULICA

4.1 Cenário inicial

A verificação do cenário inicial realizada possui o intuito de entender o comportamento da vazão de projeto na seção natural do córrego da biquinha. A intervenção proposta corresponde ao trecho predominantemente urbanizado do Córrego Biquinha, localizado entre os 2 pontos da Figura 12.

Figura 12– Mapa da Localização da Intervenção



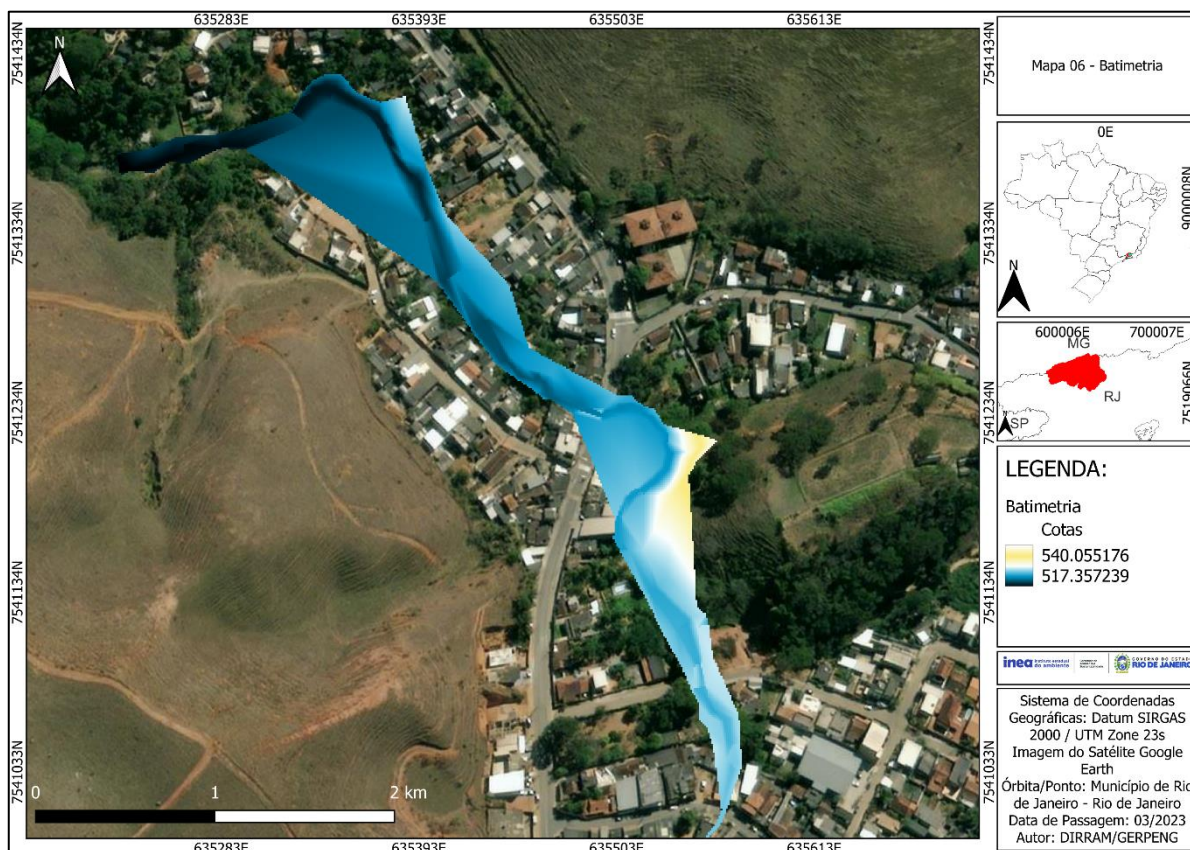
Este procedimento será performed no ambiente do software HEC-RAS, que permite ao usuário desenvolver cálculos hidráulicos para escoamentos unidirecionais em regime permanente e não permanente. O modelo fornece, entre outras, informações hidráulicas dos perfis da superfície da água e diversos parâmetros hidráulicos para cada seção estudada, tais como, velocidade, profundidade, tensão, largura superficial, área molhada entre outros. As simulações podem ser realizadas para fornecer também os perfis de escoamento permanente e não permanente, sendo o primeiro subdividido em supercrítico, subcrítico e ainda a junção dos dois tipos de regime ao longo de um canal, o qual foi aplicado neste projeto.

Os perfis são calculados de uma seção para outra seguinte através das equações de Saint Venant, as quais englobam a equação de conservação de massa e a equação de conservação de momento. Através dessas equações podem se obter os valores de velocidade e profundidade do escoamento. O modelo usa o coeficiente de Manning para avaliar as perdas de energia, e possui os parâmetros de entrada

- Geometria: Seção transversal; Espaçamento; Estruturas; Coeficiente de Manning;
- Vazões e condições de contorno para a simulação;
- Tipo de regime do escoamento.

Baseado no levantamento topobatimétrico no Córrego Biquinha (figura 13), identificou-se que o mesmo não contemplou as travessias presentes ao longo do comprimento, e sem a medição das cotas longarinas fica inviabilizado a avaliação do *freeboard*, altura entre a lâmina d'água e a base da travessia. Além disso, o mesmo não pode ser aproveitado para o trecho inteiro da intervenção, havendo a necessidade de se executar este levantamento para averiguação destes parâmetros.

Figura 13– Levantamento Topobatimétrico



O levantamento foi inserido no ambiente RAS MAPPER, do HEC-RAS e possibilitou a identificação de algumas seções naturais, aproximadamente os últimos 400 metros à jusante, ilustrados na figura 14. Com as informações de geometria, adotou-se o coeficiente de Manning igual a 0,035 e realizou-se a análise de regime de escoamento permanente, com vazão de projeto igual a 20 m³/s, período de retorno 25

anos, tendo em vista a localização das seções naturais, após a junção32, que recebe toda a contribuição das sub-bacias à montante.

Figura 14– Seções levantadas com Topobatimetria no RAS MAPPER



A simulação de regime permanente contou com as condições de contorno de declividade normal das seções à montante e à jusante, que foi calculada no ambiente do RAS MAPPER pela ferramenta de medição.

Os resultados apontaram para extravasamento nas seções 353, 257, 225, 113 e 78, sendo a última um extravasamento de aproximadamente 1,4 metros de altura, o que corrobora com a intervenção solicitada. Ressalta-se que as seções se encontram inseridas no meio urbano do bairro Biquinha.

4.2 Cenário proposto

A intervenção no canal natural ocorrerá por meio do revestimento da seção, acompanhado de dissipadores de energia ao longo do trajeto. O dimensionamento foi feito com base na fórmula de Manning. Para o dimensionamento da canalização pretendida no Córrego da Biquinha, foi utilizado como base o manual da Rio-Águas (RIO-ÁGUAS, 2010), que adota o método de cálculo de galeria em marcha estabelecido no “Roteiro para o Projeto de Galerias Pluviais de Seção Circular” do Eng.º Ulisses M. A. de Alcântara – publicado em 1962 - na Revista de Engenharia Sanitária da Associação Interamericana de Engenharia Sanitária, aplicável a quaisquer outras formas de seção.

Adicionalmente, na transição da galeria de concreto para o curso d'água em leito natural e ao longo de trechos com grandes declividades, foram dimensionados dissipadores de energia para minimizar os processos de erosão. Para tal foram calculados o canal em degraus.

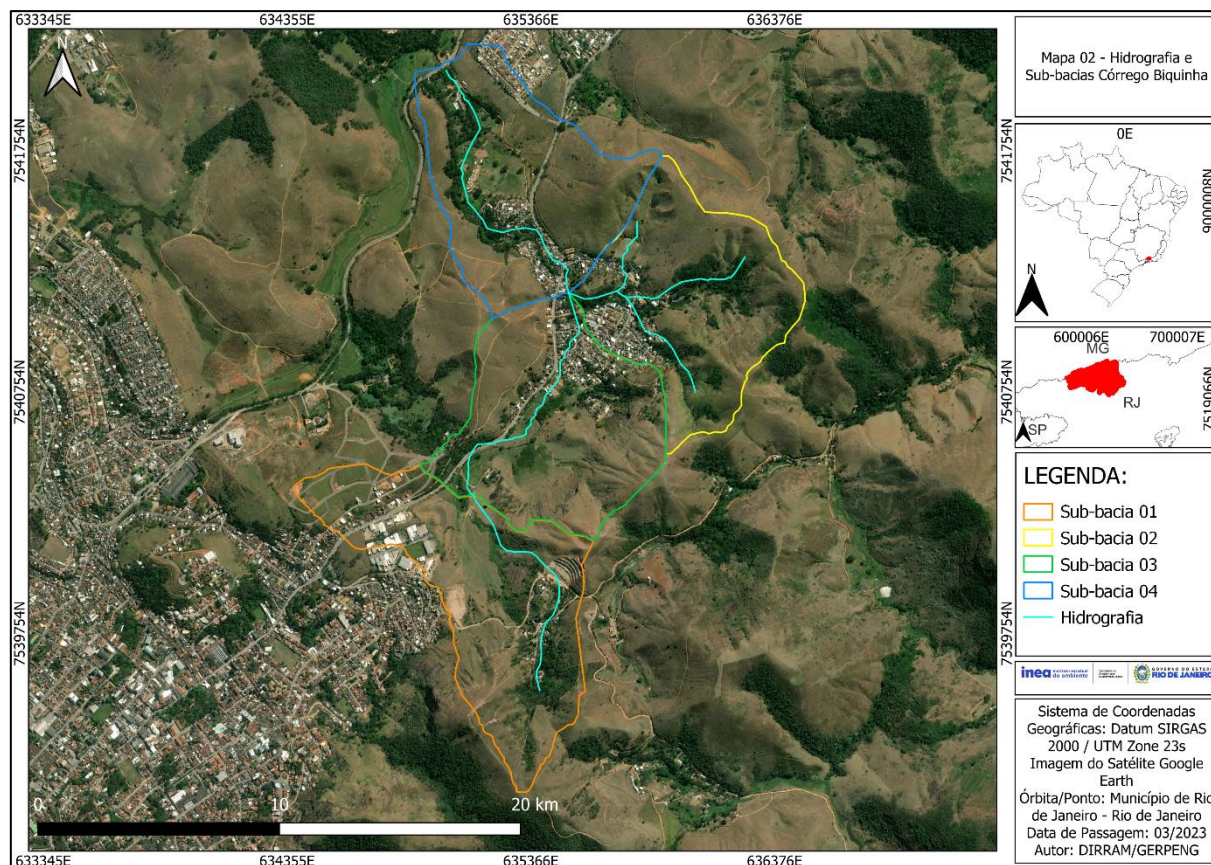
A adoção de canais com degraus só deve ser usada em situações em que temos uma declividade natural muito elevada. Nesses casos, a montante e a jusante do degrau, deve-se projetar os greides com declividades subcríticas.

Conforme orientações contidas no livro Drenagem e Controle da Erosão Urbana (FENDRICH et al., 1988), as características hidráulicas do vertedor em degrau vertical, num canal, sempre conduz a um ressalto hidráulico a jusante do degrau.

A canalização proposta possui extensão total de 1020 metros. Entre as estacas 51 e 28, a previsão é de canal celular aberto em concreto armado, com seção BxH=4,00x2,00m e declividade de 0,0045 m/m. Já para o trecho entre a 28 e a 0, a seção prevista também é de canal celular aberto em concreto armado, com dimensões maiores, de BxH = 6,00x2,00m, com a mesma declividade de 0,0045 m/m.

As seções foram desenhadas com auxílio do software HEC-RAS, no qual foi possível executar a simulação do escoamento em regime permanente da vazão de projeto.

Figura 02– Hidrografia e Sub-bacias



As vazões foram fragmentadas em 13 m³/s, no trecho das seções 4x2, e 20 m³/s no trecho das seções 6x2. Essa fragmentação ocorreu pelo fato de o método SCS, performed no software HEC-HMS, ter habilitado a discretização das vazões de cada contribuição para o Córrego Biquinha, e observou-se que há a mudança de seção justamente quando a sub-bacia 2 contribui para a junção 32, conforme a figura 04 e exemplificado na figura 08 do subitem 3.3.

A simulação apontou que as seções suportam a vazão de projeto diante dos ajustes descritos no relatório, havendo a necessidade de uma análise hidráulica a partir de um levantamento topobatimétrico ao longo do trecho que sofrerá a intervenção proposta. Além disso, será necessário:

- Verificar o *freeboard* para travessia, possuindo uma borda livre de 0,60 metros para um evento chuvoso com período de retorno de 100 anos.
- Gerar mancha de inundação e níveis d'água com relação ao terreno natural, principalmente pelo fato de possuir residências às margens do córrego, conforme ilustrado nas figuras 16 e 17.

- Realizar a simulação de degraus hidráulicos devidamente posicionados no terreno, necessária pelo fato de a modelagem ter apontado elevadas velocidades de escoamento, caracterizando um escoamento supercrítico.

Haverá necessidade, também, de se verificar o comportamento da vazão de projeto à jusante do trecho de intervenção, bem como a sua integração com o Rio das Flores. Além disso, verificar o comportamento da contribuição da Sub-bacia 2 na mudança de seção.

Figura 16– Travessia Córrego Biquinha



Figura 17 – Residências próximas ao Córrego Biquinha



5. CONCLUSÃO

Diante o exposto, conclui-se que o estudo hidrológico foi realizado com sucesso, possibilitando o dimensionamento da vazão de projeto a partir de dois métodos distintos, que se corroboraram entre si.

Com isso, teoricamente a seção dimensionada possui capacidade de suportar essa vazão, havendo a necessidade de confirmar a informação diante de uma modelagem hidráulica com os dados topobatimétricos da área, e, então, elaborar um relatório hidráulico que contemple o dimensionamento de degraus hidráulicos para redução da velocidade de escoamento, verificar o comportamento da vazão de projeto à jusante do trecho de intervenção, a contribuição do canal para o Rio das Flores e a contribuição da Sub-bacia 2 no trecho de mudança de seção.

BIBLIOGRAFIA

ABREU, Fernando Girardi de; SOBRINHA, Lôide Angelini; BRANDÃO, João Luiz Boccia. Análise da distribuição temporal das chuvas em eventos hidrológicos extremos. Engenharia Sanitaria e Ambiental, [S.L.], v. 22, n. 2, p. 239-250, 19 jan. 2017. FapUNIFESP (SciELO). <http://dx.doi.org/10.1590/s1413-41522016146750>.

CALDEIRA, T. L.; BESKOW, S.; MELLO, C. R.; FARIA, L. C.; SOUZA, M. R.; GUEDES, H. A. S. Modelagem probabilística de eventos de precipitação extrema no estado do Rio Grande do Sul. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental**, v. 19, p. 197-203, 2015.

CETESB - Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental. Drenagem urbana: manual de projeto. 1.ed. São Paulo: DAEE/CETESB, 1986.

CHIMENE, A. C. Cheia de projeto: equacionando os períodos de retorno obtidos de cheia de projeto com hietogramas sintéticos a cheia de projeto obtido de chuvas observadas, 2019

CHOW, V.T., MAIDMENT, D.R., MAYS, L.W. Applied hydrology, New York: McGraw-Hill, 1988.

COLLISCHONN, W.; DORNELLES, F. Hidrologia: para engenharia e ciências ambientais. Porto Alegre: ABRH - Associação Brasileira de Recursos Hídricos, 2013.

CPRM. Atlas Pluviométrico do Brasil, 2013. Disponível em: <http://www.cprm.gov.br/publique/Hidrologia/Estudos-Hidrologicos-e-Hidrogeologicos/Atlas-Pluviometrico-do-Brasil-6604.html>. Acesso: 05 de maio, 2023.

CURI, N. et al. Pedologia: fundamentos. Viçosa: Sociedade Brasileira de Ciência do Solo, 2012.

DAEE. Guia prático para projetos de pequenas obras hidráulicas. São Paulo, DAEE, 2005. 116 p.

DUAN, Q. Y.; GUPTA, Vijai K.; SOROOSHIAN, Soroosh. Shuffled complex evolution approach for effective and efficient global minimization. **Journal of optimization theory and applications**, v. 76, p. 501-521, 1993.GENOVEZ. A. M. Vazões máximas.

In: PAIVA. J. B. D.; PAIVA. E. M. C. D. Hidrologia aplicada à gestão de pequenas bacias hidrográficas. Porto Alegre: ABRH. 2001.

ELIAS, B. S. et al. Sistema de microdrenagem. In: COELHO, F. A. et al. Engenharia moderna: soluções para problemas da sociedade e da indústria 2. Ponta Grossa, PR: Atena, 2021. p. 174-186.

GOVERNO DO ESTADO DO RIO DE JANEIRO. Consolidação da Atualização e Complementação do Plano de Recursos Hídricos da Região Hidrográfica da Baía De Guanabara e dos Sistemas Lagunares de Maricá e Jacarepaguá. Documento elaborado pela Recursos Hídricos e Ambientais Engenharia e Consultoria. Rio de Janeiro: Governo do Estado do Rio de Janeiro, 2022.

GOVERNO DO ESTADO DO RIO DE JANEIRO. Plano Diretor de Recursos Hídricos da Baía de Guanabara. Rio de Janeiro: Relatório Final. Documento elaborado pelo consórcio Ecologus - Agrar. Rio de Janeiro: Governo do Estado do Rio de Janeiro, 2005.

GRIBBIN, J. E. **Introdução à hidráulica, hidrologia e gestão de águas pluviais.** Cengage Learning, 2014.

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. v4.6.39. Disponível em: <https://cidades.ibge.gov.br/brasil/rj/rio-de-janeiro/panorama>. Acesso em: 20 de março de 2023.

MAGALHÃES, P. C.; COLONESE, B. L.; BASTOS, E. T.; MASCARENHAS, F. C. B.; MAGALHÃES, L. P. C.; MIGUEZ, M. G. (2005). “Sistema HIDRO-FLU para apoio a Projetos de Drenagem” in Anais do XVI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, João Pessoa, Novembro 2005.

MAPBIOMAS.2020. Coleção da Série de Mapas de Uso e Cobertura do Solo Brasileiro. Disponível em: <https://mapbiomas.org/download>. Acesso em: outubro de 2020.

McCUEN, R. H., WONG, S. L., RAWLS, W.J., 1984, Estimating urban time of concentration, Journal of Hydraulic Engineering, vol. 110, n.7, ASCE, pp 887-904.

MELLO, C. R.; SILVA, A. M. Métodos estimadores dos parâmetros da distribuição de Gumbel e sua influência em estudos hidrológicos de projeto. **Irriga**, v. 10, n. 4, p. 334-350, 2005.

MILDE, L.C.E.; MORAES, J.M.; MORTATTI, J.; FERRAZ, F.F.B.; GROPPPO, JULIANO. 2002. Modelo Espaço-temporal HEC-HMS: avaliação na Bacia de Drenagem de Analândia. *Revista de Ciência & Tecnologia*, V. 10, nº 19 – pp. 61-69.

NAGHETTINI, Mauro; PINTO, Éber José de Andrade. **Hidrologia estatística**. CPRM, 2007.

PORTO, R.L; ZAHED FILHO, K.; TUCCI, C.E.M; BIDONE, F. DRENAGEM URBANA. In: TUCCI, C.E.M (Org.). *Hidrologia: Ciência e Aplicação*. 2 edição, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, p. 805-848, 2001.

Rio Águas. Instruções técnicas para elaboração de estudos hidrológicos e dimensionamento hidráulico de sistemas de drenagem urbana. **Subsecretaria de gestão de bacias hidrográficas–Rio Águas, Secretaria Municipal de Obras, Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, Brasil, 2010.**

RIO DE JANEIRO. Ana Carolina Barbosa de Oliveira. Enzo Merlim Delazeri. Subsecretaria da Defesa Civil de São Gonçalo (Org.). **INVENTÁRIO DOS MOVIMENTOS DE MASSA E ENCHENTES: – 1995 A 2015**. São Gonçalo: Prefeitura Municipal de São Gonçalo, 2016. 148 p. (COMDEC).

SILVA FILHO, L. C. R. ANÁLISE DA GESTÃO COSTEIRA EM BAÍAS: O CASO DA BAÍA DE SEPETIBA, RIO DE JANEIRO. 2015. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro.

SILVEIRA, A.L.L. Desempenho de Fórmulas de Tempo de Concentração em Bacias Urbanas e Rurais. *RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Volume 10, n.1, pp. 05-23, 2005.

TAVARES, P. R. L.; CASTRO, M. A. H. de. Simulação de Perfis D'água e Planícies de Inundação Relacionados a Diferentes Cenários de Urbanização. In: XVI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 2005, João Pessoa.

TUCCI, C. E. M. 2009. Hidrologia Ciência e Aplicação. Editora da UFRGS, Porto Alegre.

U.S. Army Corps of Engineers (USACE). (2017). Hydrologic Modeling System: Applications Guide. Davis, CA: U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center

US. Army Corps of Engineers (USACE). (2000). Hydrologic Modeling System: Technical Reference Manual. Davis, CA: U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center.

USACE. **HEC-HMS**: User's Guide. Davis - CA: US Army Corps of Engineering, HEC, v. 4.10, 2021

VIANA, E. B.; GALBETTI, T. A. S.; GALBETTI, M. V. .; RIBEIRO, V. de O.; DIODATO, J. O. Software para determinação de Chuvas de Projeto. Terr@ Plural, [S. l.], v. 16, p. 1–12, 2022. DOI: 10.5212/TerraPlural.v.16.2220175.036. Disponível em: <https://revistas.uepg.br/index.php/tp/article/view/20175>. Acesso em: 31 mar. 2023

VISSMAN JUNIOR, W.; LEWIS, G.L.; KNAPP, J.K. (1989) Infiltration. Introduction to Hydrology. 3 ed. New York: Harper & Row. p. 55-83.

RESPONSÁVEL PELA ELABORAÇÃO DO RELATÓRIO

ANEXO I – RELATÓRIO GAM



Relatório | Chuva GAM.xlsx

Resumo dos Resultados

Teste de Mann-Kendall ao nível de significância de 5%	Não há tendência
Função densidade de probabilidade (FDP)	Weibull
Parâmetros da FDP	ζ : 36.9963, β : 41.8295, δ : 2.083
Teste de Anderson Darling ao nível de significância de 5%	Estatística: 0.7081 p-valor: 0.5508 Resultado do teste: FDP se ajusta
Parâmetros da IDF	a: 675.086, b: 0.125, c: 9.226, d: 0.707
Nash e Sutcliffe (NS)	0.9955
RMSE (mm/h)	3.2444

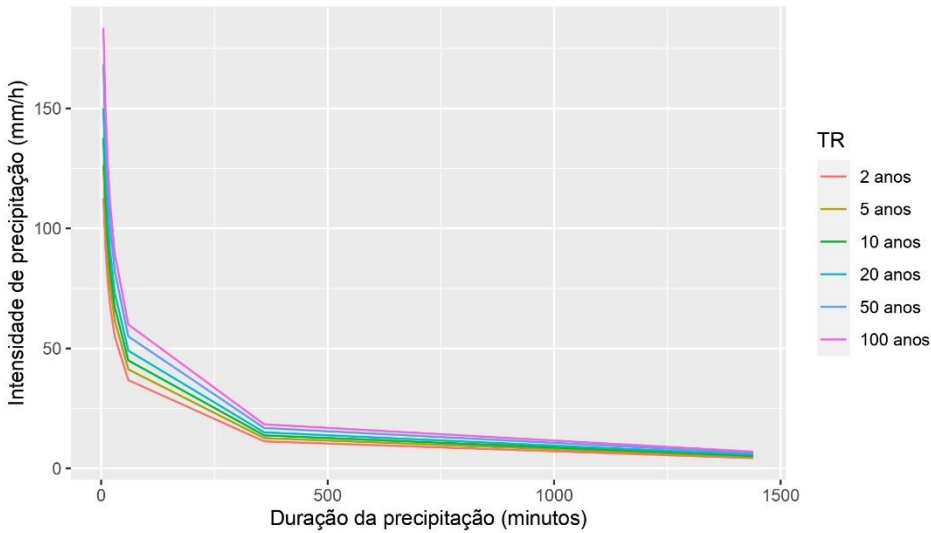
Função Densidade de Probabilidade - FDP

$$F = 1 - e^{[-\left\{\frac{(x-36.9963)}{41.8295}\right\}^{41.8295}]}$$

Modelo Matemático IDF

$$I = \frac{675.086 \cdot TR^{0.125}}{(9.226 + t)^{0.707}}$$

Curvas IDF



ANEXO II – CÁLCULO DO CN

Sub-bacia 1			
Legenda	Área (m²)	Valor CN	CN ponderado
Formação Florestal	28,003	70	2.8
Pastagem	377,591	74	39.9
Mosaico de Usos (fotointerpretação)	43,944	73	4.6
Área Urbanizada	248,671	94	33.4
Área não Vegetada	2,487	82	0.3
TOTAL	700,696		81
Sub-bacia2			
Legenda	Área (m²)	Valor CN	CN ponderado
Formação Florestal	62,837	70	7.1
Pastagem	360,768	74	43.2
Mosaico de Usos (fotointerpretação)	99,452	73	11.7
Área Urbanizada	94,920	94	14.4
TOTAL	617,977		77
Sub-bacia 3			
Legenda	Área (m²)	Valor CN	CN ponderado
Formação Florestal	11,607	70	1.3
Pastagem	461,896	74	52.7
Mosaico de usos (fotointerpretação)	36,930	73	4.2
Área Urbanizada	133,934	94	19.4
Área não vegetada	3,777	94	0.5
TOTAL	648,144		78
Sub-bacia 4			
Legenda	Área (m²)	CN C	CN C
Formação Florestal	20,729	70	2.2
Pastagem	350,228	74	40.0
Mosaico de usos (fotointerpretação)	51,031	73	5.7
Área Urbanizada	226,305	94	32.8
TOTAL	648,293		81

ANEXO III – CHUVAS DE PROJETO

Figura 01 – Chuva de projeto tempo de retorno de 10 anos.



Figura 02 - Chuva de projeto tempo de retorno de 25 anos.



Figura 03 - Chuva de projeto tempo de retorno de 50 anos.

