



UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE TECNOLOGIA
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA AMBIENTAL

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

**INCERTEZAS NO CÁLCULO DA DECLIVIDADE PARA A
SIMULAÇÃO CHUVA-VAZÃO COM ABORDAGEM DISTRIBUÍDA
NRCS-CN-HU**

LARISSA SANTANA SERRA

João Pessoa - PB

Maio de 2017

LARISSA SANTANA SERRA

**INCERTEZAS NO CÁLCULO DA DECLIVIDADE PARA A
SIMULAÇÃO CHUVA-VAZÃO COM ABORDAGEM DISTRIBUÍDA
NRCS-CN-HU**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à
Coordenação do Curso de Engenharia Ambiental
da Universidade Federal da Paraíba - UFPB,
como pré-requisito para obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Ambiental.

Orientador: Prof. Dr. Adriano Rolim da Paz

João Pessoa - PB

Maio de 2017

S681i Serra, Larissa Santana

Incertezas no cálculo da declividade para a simulação chuva-vazão
com abordagem distribuída NRCS-CN-HU./ Larissa Santana Serra. –
João Pessoa, 2017.

57f. il.:

Orientador: Adriano Rolim da Paz

FOLHA DE APROVAÇÃO

LARISSA SANTANA SERRA

INCERTEZAS NO CÁLCULO DA DECLIVIDADE PARA A SIMULAÇÃO CHUVA-VAZÃO COM ABORDAGEM DISTRIBUÍDA NRCS-CN-HU

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado em 29/05/2017 perante a seguinte
Comissão Julgadora:



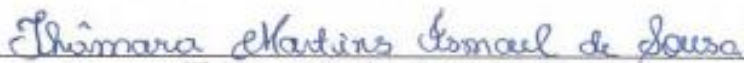
Adriano Rolim da Paz

Universidade Federal da Paraíba



Celso Augusto Guimarães Santos

Universidade Federal da Paraíba



Thâmara Martins Ismael de Sousa

Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba



Prof. Adriano Rolim da Paz

Coordenador do Curso de Graduação em Engenharia Ambiental

*À minha avó Maria Auxiliadora, exemplo de
determinação, humildade, paciência, fé e amor.*

AGRADECIMENTOS

A Deus, pelo dom da vida e força espiritual.

À minha família, em especial aos meus pais Carlos e Carla e ao meu irmão Bruno, pelo amor incondicional, carinho e apoio em todos os momentos da minha vida.

Ao meu namorado Rodrigo, pelo amor, incentivo e compreensão nos momentos em que a dedicação aos estudos precisou ser exclusiva.

Ao meu orientador e coordenador do curso, Prof. Dr. Adriano Rolim da Paz, pelos ensinamentos, sugestões, incentivo e paciência, não só durante a elaboração deste trabalho, mas também durante os três projetos de pesquisa e toda a graduação. Meus mais sinceros agradecimentos.

Aos professores Celso Santos e Thâmara Sousa, por aceitarem o convite de fazer parte da banca examinadora deste trabalho.

Aos docentes do curso de Engenharia Ambiental, pelas experiências e ensinamentos compartilhados.

Aos secretários da coordenação do curso, Cinara e João Paulo, pela atenção e atendimento prestados.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pela concessão das bolsas de PIBIC e Ciência Sem Fronteiras, fundamentais para o meu desenvolvimento acadêmico e pessoal.

Aos meus colegas de curso e amigos, em especial Alecsander, André, Antero, Augusto, Camila, Cássio, Cinthia, Emanuella, Lucas, Marcela, Moana, Oswaldo, Renan, Vanessa e Victória, por me mostrarem o verdadeiro significado de amizade. Agradeço imensamente por estarem sempre ao meu lado, na vida acadêmica e pessoal, nos bons e maus momentos.

Aos meus amigos de intercâmbio, em especial Marielle e Robson, por me acolherem como família, por todas as conversas e pelas palavras de apoio e incentivo.

À Cervejaria Fonte da Mata (Ambev), em especial ao time do Meio Ambiente, pelos ensinamentos e convivência diária.

À Liga de Estagiários, pela amizade, garra, companheirismo e união, fundamentais para superarmos os desafios diários e para sermos eleitos os terceiros melhores do Brasil.

A todos que, direta ou indiretamente, contribuíram para a realização deste trabalho e fizeram parte da minha formação.

“Sempre parece impossível até que seja feito.”
(Nelson Mandela)

RESUMO

Nas últimas décadas, a impermeabilização das superfícies vem sendo observada no Brasil devido a um processo de urbanização acelerado e não planejado. A sobrecarga dos sistemas de drenagem de águas pluviais é a consequência mais grave disso e traz como resultados grandes impactos ambientais e prejuízos à sociedade, principalmente nas grandes cidades. Atualmente, prevalece a prática higienista de escoar as águas de chuva o mais rápido possível, o que só transfere o problema para jusante. Dessa forma, para intervir e auxiliar no gerenciamento da drenagem urbana, as práticas sustentáveis começaram a ganhar destaque, com ênfase para os modelos matemáticos. Tais modelos necessitam, entre outros parâmetros básicos, do tempo de concentração da bacia (T_c), que é o tempo de viagem de uma gota d'água do ponto mais distante da bacia até o seu exutório. Para a determinação do T_c , diversas equações e métodos podem ser utilizados, sendo a maioria deles dependentes de dados referentes às características fisiográficas da bacia, como sua declividade. Nesse sentido, este trabalho visou avaliar a influência do procedimento de cálculo das declividades na simulação chuva-vazão com abordagem distribuída NRCS-CN-HU (*Natural Resources Conservation Service - Curve Number - Hidrograma Unitário*). O tempo de viagem do escoamento da bacia foi estimado de forma automatizada através do método NRCS e as declividades foram calculadas através de três métodos distintos (declividades individuais - DI, declividades únicas - DU e médias ponderadas - MP), que foram avaliados e discutidos. Além disso, foram utilizadas ferramentas de SIG (*Sistemas de Informações Geográficas*) e geoprocessamento, juntamente com uma abordagem distribuída, que analisa o valor das variáveis pixel a pixel. Como estudo de caso, foi escolhida a bacia hidrográfica do Rio Cuiá, localizada em João Pessoa (PB), por já ter sido alvo de estudos anteriores. Os resultados obtidos foram satisfatórios e mostraram que os diferentes métodos de cálculo foram coerentes para a simulação chuva-vazão e influenciaram de forma pouco expressiva na determinação do hidrograma resultante da bacia, com variação máxima da vazão de pico de apenas 9,7%. A escolha da melhor metodologia a ser utilizada, portanto, dependerá dos dados disponíveis, da experiência do usuário e de suas preferências. Entretanto, por representar a realidade da superfície de forma mais fiel, recomenda-se a utilização do método das declividades individuais (DI).

Palavras-chave: drenagem urbana, modelagem hidrológica, geoprocessamento.

ABSTRACT

In the last decades, the imperviousness has been observed in Brazil due to an accelerated and unplanned urbanization process. The overload of rainwater drainage systems is the most serious consequence of this and results in large environmental impacts and damages to society, especially in large cities. Currently, the hygienist practice of draining the rainwater as fast as possible prevails, which only transfers the problem downstream. Thus, to assist the management of urban drainage, sustainable practices began to gain emphasis, especially with mathematical models. Such models require, among other basic parameters, the concentration time of the catchment (T_c), which is the travel time of a drop of water from the farthest point of the catchment to its outfall. To determine T_c , several equations and methods can be used, most of them dependent on data concerning the physiographic characteristics of the catchment, such as its slope. In this sense, this work aimed to evaluate the influence of the slope calculation procedure on the rainfall-runoff simulation with the NRCS-CN-UH (*Natural Resources Conservation Service - Curve Number - Unit Hydrograph*) distributed approach. The catchment flow travel time was estimated by NRCS method and slopes were calculated using three different methods (individual slopes - DI, single slopes - DU and weighted averages - MP), which were evaluated and discussed. In addition, GIS (*Geographic Information Systems*) and geoprocessing tools were used, along with a distributed approach, which analyzes the value of the variables pixel by pixel. As a case study, the catchment of the Cuiá River, located in João Pessoa (PB), was chosen because it had already been target of previous studies. The results obtained were satisfactory and showed that the different calculation methods were coherent for the rainfall-runoff simulation and had little influence on the determination of the catchment resultant hydrograph, with a maximum peak flow variation of only 9.7%. The choice of the best methodology, therefore, will depend on the available data and the users' experience and preferences. However, due to the more accurate representation of the reality, it is recommended to use the individual slopes method (DI).

Keywords: urban drainage, hydrological modeling, geoprocessing.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1: Esquema ilustrativo do conceito de Hidrograma Unitário.....	25
Figura 2: Exemplificação do princípio da proporcionalidade.	26
Figura 3: Exemplificação do princípio da superposição.	26
Figura 4: Hidrograma Unitário Sintético do NRCS.	28
Figura 5: Metodologia do trabalho.	29
Figura 6: Localização da bacia hidrográfica do Rio Cuiá.	31
Figura 7: Caracterização do uso do solo e seus respectivos percentuais de ocorrência na área da bacia.	32
Figura 8: Pixel de cabeceira número 1882 e seus subtrechos.	34
Figura 9: Valores de cota do terreno segundo o MDE (m).	35
Figura 10: Abordagem 1 que poderia gerar erros de cálculo.	36
Figura 11: Abordagem 2 que poderia gerar erros de cálculo.	37
Figura 12: Esquematização gráfica do procedimento de cálculo do Método DI.....	37
Figura 13: Esquematização gráfica do procedimento de cálculo do Método DU.....	39
Figura 14: Esquematização gráfica do procedimento de cálculo do Método MP.	41
Figura 15: Hietograma da chuva de projeto adotada neste trabalho para $T_r = 10$ anos.	44
Figura 16: Histogramas das declividades encontradas (m/km) considerando os métodos de cálculo das declividades individuais (DI), declividades únicas (DU) e médias ponderadas (MP).....	45
Figura 17: Mapas das declividades encontradas (m/km) considerando os métodos de cálculo das declividades individuais (DI), declividades únicas (DU) e médias ponderadas (MP).....	46
Figura 18: Mapa dos tempos de deslocamento encontrados (min) considerando o método de cálculo das declividades individuais (DI) (em roxo) e mapas da diferença entre os tempos de deslocamento (min) do método DI com os métodos das declividades únicas (DU) e das médias ponderadas (MP) (em cinza).	47
Figura 19: Mapas das Perdas iniciais, Armazenamento e Precipitação excedente.	48
Figura 20: Tempo de pico do HU - h (a), Tempo de base do HU - h (b), Vazão de pico do HU - l/s (c) e Vazão de pico do hidrograma resultante - l/s (d) considerando o método das declividades individuais (DI) (em roxo) e a diferença entre o método DI com os métodos das declividades únicas (DU) e das médias ponderadas (MP) (em cinza).	50
Figura 21: Hidrogramas resultantes.....	51

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Tipos de uso do solo da bacia hidrográfica do rio Cuiá e os respectivos coeficientes de Manning para suas superfícies.	44
---	----

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

CN	Curve Number
DI	Declividades Individuais
DU	Declividades Únicas
HU	Hidrograma Unitário
HUS	Hidrograma Unitário Sintético
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
MDE	Modelo Digital de Elevação
MP	Médias Ponderadas
NRCS	Natural Resources Conservation Service
SCS	Soil Conservation Service
SIG	Sistemas de Informações Geográficas
SRTM	Shuttle Radar Topography Mission
Tc	Tempo de concentração
Tr	Tempo de Retorno ou Recorrência

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
1.1	Objetivos	16
1.1.1	Objetivo Geral	16
1.1.2	Objetivos Específicos	16
2	REVISÃO DE LITERATURA	18
2.1	Modelagem hidrológica chuva-vazão	18
2.2	Tempo de concentração	19
2.2.1	Aspectos gerais	19
2.2.2	Método NRCS para determinação do tempo de concentração	20
2.2.3	Uso de SIG e geoprocessamento na determinação do Tc.....	21
2.3	Precipitação.....	23
2.3.1	Precipitação de projeto	23
2.3.2	Precipitação excedente	23
2.4	Método do Hidrograma Unitário	25
2.4.1	Aspectos gerais	25
2.4.2	Método NRCS-HU triangular.....	27
3	METODOLOGIA	29
3.1	Visão geral	29
3.2	Área de estudo	31
3.3	Cálculo do tempo de deslocamento	33
3.3.1	Princípios do método	33
3.3.2	Cálculo da declividade.....	33
3.4	Cálculo da precipitação excedente.....	42
3.5	Aplicação do HU distribuído	42
3.6	Descrição das simulações	43

4	RESULTADOS	45
4.1	Caracterização das declividades	45
4.2	Caracterização dos tempos de deslocamento	46
4.3	Caracterização da precipitação excedente	48
4.4	Caracterização dos hidrogramas unitários	48
4.5	Caracterização dos hidrogramas resultantes	51
5	CONCLUSÃO	52
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	53

1 INTRODUÇÃO

A ocupação desordenada das cidades e a grande concentração populacional em pequenas áreas são características fortemente presentes no modelo de urbanização brasileiro (TUCCI, 2005). A consequência mais grave disso é o aumento da impermeabilização da superfície, que resulta em maiores volumes de escoamento superficial, maiores vazões máximas e antecipação dos picos de vazão, sobrecarregando os sistemas de drenagem de águas pluviais e provocando um aumento na frequência e magnitude das inundações urbanas e ribeirinhas (TUCCI, 1997), além de grandes prejuízos econômicos e impactos ambientais, como a modificação do ciclo hidrológico da região (TUCCI, 2002). Atualmente, a grande maioria das obras de drenagem no Brasil segue a prática higienista de escoar as águas de chuva o mais rápido possível através de obras de canalização, o que só contribui para a transferência do problema para jusante (CANHOLI, 2005; IPH, 2005).

Como alternativa a essa prática antiquada, tem-se a utilização das técnicas compensatórias de drenagem urbana, que envolvem planejamento em escala de bacia e combinam medidas estruturais e não-estruturais objetivando controlar a impermeabilização do solo, a origem do escoamento e a qualidade da água (SOUZA et al., 2012; CAHILL, 2012). As medidas estruturais referem-se às obras que envolvem tecnologias alternativas ou compensatórias, cujo objetivo é reter a água precipitada e contribuir para sua infiltração, resultando em um rearranjo temporal das vazões e, conseqüentemente, em uma diminuição do volume escoado e das inundações (BAPTISTA et al., 2011). Já as medidas não-estruturais são medidas preventivas que envolvem avanços em termos de legislação, educação ambiental, sistemas de monitoramento e alerta, zoneamento de áreas de risco, entre outros (TUCCI, 2005).

No Brasil, as ações e princípios voltados para o controle sustentável da drenagem urbana de águas pluviais já começaram a ser adotados, mas de forma pontual e apenas em algumas cidades, como Belo Horizonte, Porto Alegre, Brasília, Curitiba e São Paulo, que possuem mais recursos e avanços nessa área de estudo. Entretanto, essas práticas ainda não são suficientes para alterar o modelo de urbanização típico brasileiro (SÃO PAULO, 2012). Por isso, faz-se necessário um maior avanço nos estudos, além de aprimoramentos e adaptações locais das boas práticas de drenagem que já foram desenvolvidas no Brasil e em

outros países pelos profissionais e empresas do setor (SILVA, 2006; SOUZA, 2002; TASSI, 2002).

A cidade de João Pessoa (PB) é um exemplo de centro urbano que passa pelo típico processo de urbanização brasileiro e, portanto, necessita de planejamento e mais investimentos em drenagem urbana, seguindo o exemplo das grandes cidades. De acordo com o IBGE (2016), a cidade possui 801.718 habitantes e esse número só tende a aumentar nos próximos anos, favorecendo o surgimento de mais áreas impermeáveis. Assim, é de extrema relevância o estudo das áreas sujeitas às inundações e a análise dos impactos que o cenário futuro da urbanização pode acarretar sobre tais áreas, bem como o debate sobre a ocupação e expansão da cidade de modo a auxiliar na tomada de decisões.

Nesse sentido, para auxiliar no gerenciamento da drenagem urbana e na adoção das técnicas compensatórias, alguns mecanismos ou ferramentas são de extrema importância, como é o caso dos modelos matemáticos. A modelagem matemática ajuda a entender, analisar e explicar os padrões de ocorrência dos eventos que ocorrem na natureza. Desse modo, possibilita simular cenários futuros, prever impactos e traçar alternativas prévias de controle e combate a esses impactos (TUCCI, 1998).

Os modelos matemáticos podem ser utilizados, por exemplo, para simular de maneira simplificada o processo de transformação chuva-vazão em uma bacia hidrográfica, através de uma combinação de dados e equações empíricas. Para esse fim, um método bastante difundido na literatura é o método do Hidrograma Unitário (HU), que representa a resposta da bacia à ocorrência de uma precipitação efetiva unitária com determinada duração, sendo reflexo de todos os fatores intervenientes no processo de transformação chuva-vazão relacionados à bacia (área, rede de drenagem, relevo, tipo e cobertura do solo, etc) (COLLISCHONN e DORNELLES, 2013). Para a utilização desse método, é necessária uma série histórica de dados observados de precipitação e vazão. Entretanto, diante da escassez e dificuldade na obtenção de tais dados, normalmente utilizam-se dados empíricos de tipo e uso de solo das bacias e constrói-se o Hidrograma Unitário Sintético (HUS). Um dos HUS mais populares na literatura, e que é utilizado neste trabalho, é o do NRCS (*Natural Resources Conservation Service*), que é fundamentado nos princípios da proporcionalidade e da superposição e possui uma forma triangular (TUCCI, 2003).

Um dos parâmetros necessários para a aplicação desse método é o tempo de concentração da bacia (T_c), que pode ser entendido como o tempo de viagem de uma gota de água precipitada no ponto mais distante da bacia até o seu exutório (SILVEIRA, 2005). Para a

estimativa do tempo de concentração da bacia hidrográfica, previamente ao estudo da transformação chuva-vazão, diversos métodos e equações podem ser utilizados (KIBLER, 1982; MCCUEN et al., 1984; CORREIA, 1983; MELLO, 1973; entre outros), geralmente envolvendo dados acerca das características fisiográficas da bacia, como sua área, comprimento do rio, declividades dos caminhos de fluxo e coeficientes de rugosidade de Manning (SILVEIRA, 2005).

Como o tempo de concentração da bacia hidrográfica em estudo neste trabalho é estimado de forma automatizada através do método NRCS, uma das informações requeridas é a declividade dos caminhos de fluxo ao longo da superfície do terreno e ao longo dos cursos de água. Na determinação do tempo de concentração pelo método NRCS via geoprocessamento, tais declividades são determinadas de forma automatizada, segundo diferentes procedimentos de cálculo, a partir do MDE (Modelo Digital de Elevação) do terreno. Os diferentes procedimentos existentes na literatura são apropriados e indicados para diferentes propósitos e aplicações (IPH, 2005), entretanto, não se sabe ao certo qual deles é o mais recomendado quando o objetivo é a simulação chuva-vazão da bacia e qual seria a influência nos resultados pela utilização de diferentes abordagens.

Neste trabalho, foram considerados diferentes procedimentos de cálculo das declividades para simular o processo de transformação chuva-vazão e avaliar o impacto de cada um deles sobre o resultado dessa transformação, analisando as diferenças entre os procedimentos e considerando uma abordagem espacialmente distribuída. Como estudo de caso, foi escolhida a bacia hidrográfica do Rio Cuiá, que está localizada na cidade de João Pessoa (PB) e sofre grande pressão antrópica por estar completamente inserida em uma área urbana.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo Geral

O objetivo geral deste trabalho é avaliar a influência do procedimento de cálculo das declividades na simulação chuva-vazão com abordagem distribuída NRCS-CN-HU.

1.1.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos podem ser listados da seguinte maneira:

- Determinar e analisar a ocorrência de declividades da superfície do terreno segundo diferentes procedimentos;
- Avaliar a influência de cada procedimento de cálculo das declividades sobre o tempo de concentração e
- Avaliar a influência de cada procedimento de cálculo das declividades sobre a geração de escoamento.

2 REVISÃO DE LITERATURA

2.1 Modelagem hidrológica chuva-vazão

Os estudos relacionados à gestão de recursos hídricos são realizados em nível de bacia hidrográfica, que de acordo com Collischonn e Dornelles (2013), pode ser entendida como um sistema físico cujo papel hidrológico é o de transformar uma entrada de volume de água concentrada no tempo (precipitação) em uma saída de água de forma mais distribuída no tempo (escoamento pelo exutório - vazão). De modo geral, essa transformação depende de diversos fatores, como as características fisiográficas da bacia (área, forma, rede de drenagem, relevo, declividade, etc), as características da precipitação (intensidade, duração, tempo de recorrência, etc) e o uso e ocupação do solo. Dessa forma, qualquer intervenção realizada em um ponto da bacia poderá repercutir em toda a área a jusante desse ponto (SOUZA, 2002). Assim, o processo de urbanização brasileiro não planejado pode provocar alterações nesses fatores e interferir diretamente na resposta da bacia a um evento chuvoso, acelerando-a. É nesse contexto que se faz importante a estimativa da resposta da bacia à precipitação e, para isso, utilizam-se modelos matemáticos.

Modelos matemáticos são simplificações da realidade que buscam representar sistemas reais complexos. Quando aplicados à hidrologia, são ferramentas extremamente úteis que permitem, através da equacionalização dos processos, representar, entender, analisar e simular o comportamento de uma bacia hidrográfica e também os padrões dos eventos chuvosos que incidem sobre ela (TUCCI, 1998). Assim, empregando os modelos hidrológicos, é possível, por exemplo, prever ou estimar a resposta da bacia hidrográfica a diferentes situações, tais como a ocorrência de eventos extremos, modificações do uso do solo ou diferentes cenários de planejamento e desenvolvimento da região. Esses modelos possuem, portanto, importância fundamental no gerenciamento da drenagem urbana.

Nesse sentido, um dos principais interesses nos estudos de drenagem é a transformação chuva-vazão, que pode ser estimada de duas formas distintas: através da modelagem do processo chuva-vazão ou através de métodos simplificados que procuram estimar as características do hidrograma. No primeiro caso, é necessária uma grande quantidade de informações e dados históricos que demandam tempo e um alto custo de recursos para sua obtenção (dados de chuva e vazão, uso do solo, informações referentes ao relevo, rede de drenagem, etc). Já no segundo, são empregadas equações empíricas que

estimam alguns parâmetros da bacia, como a vazão e o tempo de pico do hidrograma, de forma que esses métodos tornam-se mais simples de serem utilizados e por isso, mais difundidos em projetos de drenagem urbana (PAULINO, 2014).

Um método simplificado e bastante recorrente na literatura é o método NRCS-CN-HU, proposto pelo NRCS (*Natural Resources Conservation Service*), o antigo SCS (*Soil Conservation Service*) do Departamento de Agricultura dos Estados Unidos. Esse método foi desenvolvido em 1957 e pode ser aplicado em áreas que variam de 3 km² a 250 km² (TOMAZ, 2013; CASTRO et al., 2015). De forma geral, é um método que considera uma relação linear entre a precipitação que efetivamente gera escoamento superficial e as vazões do hidrograma resultante da bacia. Desse modo, possibilita a estimativa de todo o hidrograma de cheias da bacia, incluindo a determinação da vazão máxima. Isso é feito através da obtenção do hidrograma unitário (HU) que, entre outras variáveis, depende da precipitação excedente, que por sua vez é calculada através de um parâmetro relacionado às características do solo da região, chamado *Curve Number* (CN). Assim, por ter sido proposto pelo NRCS e por depender do parâmetro CN na estimativa do hidrograma da bacia através da obtenção do HU, o método recebe o nome de NRCS-CN-HU. Além disso, esse método pode ser aplicado de maneira distribuída na área de estudo com a ajuda de ferramentas de SIG (Sistemas de Informações Geográficas) e geoprocessamento (COLLISCHONN e DORNELLES, 2013). O método NRCS-CN-HU é simples e fácil de ser aplicado e é mais bem detalhado no decorrer deste trabalho.

2.2 Tempo de concentração

2.2.1 Aspectos gerais

Para a aplicação de diversos modelos hidrológicos em bacias urbanas, o tempo de concentração da bacia (T_c) é um dos parâmetros básicos. Esse parâmetro pode ser entendido como o tempo de viagem de uma gota de água precipitada no ponto mais distante da bacia até o seu exutório, ou seja, o tempo necessário para que toda a bacia esteja contribuindo na seção de saída, ou ainda, o tempo entre o fim da chuva efetiva e o fim do escoamento superficial direto (SILVEIRA, 2005; USDA, 1986).

Existem diversas equações empíricas que podem ser utilizadas para a estimativa do tempo de concentração da bacia, correlacionando alguns de seus aspectos físicos, como sua área, comprimento do rio, declividades dos caminhos de fluxo e coeficientes de rugosidade de

Manning, Kibler (1982) e McCuen et al. (1984) são exemplos de fontes bibliográficas importantes que esclarecem vários aspectos sobre origem, uso e aplicabilidade de fórmulas empíricas de tempo de concentração (SILVEIRA, 2005). Entretanto, ainda existem incertezas relacionadas à utilização e ao desempenho dessas equações e, por isso, Silveira (2005) fez um estudo para avaliar o desempenho de 23 fórmulas de Tc com base nos erros observados em cada equação, ao compará-las com arquivos-teste de valores de tempo de concentração disponíveis na literatura técnico-científica. Como resultado, concluiu que cada equação apresentou uma resposta diferente ao ser comparada aos arquivos-teste e a aplicabilidade de cada uma dependerá dos objetivos de estudo do pesquisador e, portanto, a escolha da melhor equação deverá ser analisada caso a caso. Entretanto, o autor também recomenda três fórmulas para bacias urbanas, por demonstrarem resultados satisfatórios em um maior número de bacias: a fórmula de Carter, em seguida a de Schaake e, por último, a de Kirpich.

Nesse sentido, um método muito utilizado e recomendado no Manual de Drenagem Urbana de Porto Alegre (IPH, 2005) é o proposto pelo NRCS. Esse método foi um dos 23 analisados no trabalho de Silveira (2005), mas devido à indisponibilidade de dados confiáveis das bacias-teste, necessários à utilização do método, o autor afirma que os resultados obtidos para o mesmo não devem ser tomados com rigor. Provavelmente por isso não ganhou muito destaque em seu trabalho, mas atualmente é um método bastante difundido na literatura.

2.2.2 Método NRCS para determinação do tempo de concentração

O método NRCS apresenta abordagens distintas para representar escoamentos em superfícies e em canais. Assim, de acordo com as características locais, o método utiliza duas equações diferentes, uma para cada tipo de escoamento. No caso da existência de vários trechos de drenagem em série, o tempo de concentração total é calculado pela soma dos tempos individuais de deslocamento de cada trecho (IPH, 2005). Assim, para escoamento em superfície, tem-se a Equação 1.

$$T = \frac{5,474 \cdot (n \cdot L)^{0,8}}{P_{24}^{0,5} \cdot S^{0,4}} \quad (1)$$

Onde: T = tempo de deslocamento do subtrecho (minutos), S = declividade (m/m), n = coeficiente de rugosidade de Manning (cujos valores normalmente são adotados a partir de levantamento de literatura), L = comprimento ao longo do escoamento (m), P24 = precipitação com 24h de duração (mm), determinada para a IDF correspondente à área de estudo e considerando o tempo de retorno de projeto.

Para o escoamento concentrado de pequena lâmina, canais e redes de drenagem, o procedimento de cálculo consiste em aplicar a equação de Manning (Equação 2) para estimar primeiramente a velocidade de escoamento e, posteriormente, o tempo de concentração (CASTRO et al., 2015).

$$V = \frac{Rh^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n} \quad (2)$$

Onde: V = velocidade do escoamento (m/s), S = declividade de fundo (m/m), n = coeficiente de Manning e Rh = raio hidráulico (m) (Equação 3).

$$Rh = \frac{A}{Pm} \quad (3)$$

Onde: Rh = raio hidráulico (m), A = área da seção transversal (m²) e Pm = perímetro molhado da seção transversal (m).

Assim, o tempo de concentração é calculado através da Equação 4.

$$Tc = \frac{L}{V} \quad (4)$$

Onde: Tc = tempo de concentração (s), L = comprimento do trecho onde ocorre o escoamento (m) e V = velocidade do escoamento (m/s).

2.2.3 Uso de SIG e geoprocessamento na determinação do Tc

Nos últimos tempos, tem sido possível determinar o tempo de concentração de uma bacia hidrográfica de maneira rápida e prática através de ferramentas de SIG, sensoriamento remoto e geoprocessamento, incluindo imagens e dados computacionais obtidos em boa resolução e com boa confiabilidade (COLLISCHONN e DORNELLES, 2013). Essas ferramentas são bastante eficientes para a preparação dos dados de entrada exigidos pelo método NRCS. As imagens de satélites obtidas podem ser utilizadas, por exemplo, para identificar tipos de uso e ocupação de solos em grandes áreas, possibilitando a realização de levantamento e monitoramento do uso e ocupação do solo, com a necessidade de se realizar trabalhos de campo apenas para a verificação dos resultados por amostragem (PAULINO, 2014). Outra característica bastante positiva dessas ferramentas é seu baixo custo, ampliando ainda mais as possibilidades oferecidas ao usuário, que além de poder mapear sua área de estudo de forma representativa, também o faz de forma não onerosa.

Nesse sentido, alguns estudos já abordaram o uso de tais ferramentas para a determinação do Tc. Zuazzo et al. (2014), por exemplo, avaliaram o impacto de quatro métodos distintos de cálculo de tempo de concentração, considerando a abordagem distribuída em uma bacia hidrográfica localizada em área montanhosa. Nesse tipo de abordagem, o tempo de concentração é calculado para cada pixel da bacia e depois somado ao longo do caminho de fluxo. O Modelo Digital de Elevação da região, obtido por imagens de satélite, é fundamental nesse processo, juntamente com as ferramentas de geoprocessamento. Os resultados obtidos pelo autor mostraram algumas diferenças sutis entre os métodos, sendo uns mais representativos que outros e, como continuação da pesquisa, é proposta a realização de análises em condições diferentes da abordada no estudo, de forma a verificar a possibilidade de adaptação de cada método a outras condições de pesquisa e dados disponíveis.

Melesse e Graham (2004), por outro lado, também utilizaram dados de sensoriamento remoto, MDE e SIG, mas para desenvolver um modelo matemático de transformação chuva-vazão baseado no cálculo de tempo de concentração da bacia hidrográfica de forma distribuída. Nesse caso o estudo foi realizado em uma bacia hidrográfica localizada no nordeste da Flórida. Os resultados obtidos foram satisfatórios, mas de forma similar ao exemplo anterior, os autores recomendam que, para uma melhor avaliação do trabalho realizado, é importante analisá-lo em diferentes bacias, envolvendo topografia e usos de solo diferentes.

Além disso, o estudo da determinação do tempo de concentração em si também vem sendo difundido na literatura, uma vez que é um parâmetro determinante no processo de transformação chuva-vazão. De acordo com pesquisas realizadas nos estados de Nevada, Texas e Novo México (EUA), a escolha do Tc é uma das causas principais para a ocorrência de variações de até 50% nas vazões das bacias (TOMAZ, 2002). Segundo Tucci et al. (1995), ao se utilizar o método NRCS, as maiores discrepâncias notadas nas vazões ocorrem devido à escolha dos parâmetros de projeto, entre eles o Tc, pois esses parâmetros representam fenômenos complexos e são influenciados por inúmeros fatores. Além disso, McCuen et al. (1984) mostraram que mais de 75% dos erros nas estimativas de vazões de pico podem ser resultado de erros no cálculo do tempo de concentração.

2.3 Precipitação

2.3.1 Precipitação de projeto

A precipitação de projeto é um evento crítico de chuva construído artificialmente com base em características estatísticas da chuva natural e com base em parâmetros de resposta da bacia hidrográfica. Tais características e parâmetros são determinados através do período de retorno da precipitação (Tr) e da duração crítica (Dcr) do evento (IPH, 2005).

O tempo ou período de retorno equivale ao tempo no qual se espera que um evento chuvoso seja igualado ou superado. Sua escolha depende das características do estudo e dos eventuais prejuízos que seriam causados se o evento chuvoso superasse a vazão máxima para a qual o estudo foi dimensionado (COLLISCHONN e DORNELLES, 2013). Já a duração crítica, que é o outro elemento fundamental na definição da precipitação de projeto, deve ser, no mínimo, igual ao tempo de concentração da bacia. Ou seja, deve ser longa o suficiente para garantir que toda a bacia contribua com o escoamento superficial (IPH, 2005).

Nesse sentido, para a determinação das precipitações de projeto, utilizam-se as relações intensidade-duração-frequência (curvas IDF) da bacia contribuinte (Equação 5). Essas relações, normalmente expressas em forma de tabelas ou equações, fornecem a intensidade da precipitação para uma dada duração e período de retorno. Além disso, essas curvas variam de um local para outro, uma vez que são obtidas a partir de registros históricos de precipitação de pluviógrafos locais.

$$I = \frac{a.Tr^b}{(t_d + c)^d} \quad (5)$$

Onde: I = intensidade da chuva (mm/h), a , b , c e d = parâmetros característicos da IDF de cada local, Tr = tempo de retorno (anos), t_d = duração da precipitação (min).

2.3.2 Precipitação excedente

A precipitação excedente ou efetiva é a parcela da precipitação que atinge o solo e efetivamente gera escoamento superficial, uma vez que parte dessa precipitação evapora, infiltra ou fica armazenada em depressões do solo (COLLISCHONN e DORNELLES, 2013). Desse modo, depende das características físicas do solo e do uso e ocupação da região.

Para a determinação da precipitação excedente, um dos métodos mais utilizados é o NRCS-CN que, como já mencionado, tem esse nome por causa do nome da instituição que o desenvolveu (NRCS) e porque está baseado em um parâmetro relacionado às características

da ocupação da bacia e do solo chamado *Curve Number*. Para sua aplicação, utiliza-se a Equação 6:

$$P_{exc} = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S} \quad (6)$$

Onde: P_{exc} = precipitação excedente gerada durante o evento de chuva (mm), P = precipitação ocorrida ao longo do evento de chuva (mm) e S = capacidade do solo em armazenar água (mm), sendo estimada pela Equação 7 (IPH, 2005; USDA, 1986):

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (7)$$

Onde o CN não possui significado físico em si, mas é determinado através de uma consulta a valores tabelados, em função do tipo do solo, da umidade antecedente do solo e do tipo de atividade/ocupação que é desenvolvida na bacia. Apesar de ser adimensional, esse parâmetro possui valores entre 0, para uma situação de infiltração infinita e 100, para um solo completamente impermeável. Ou seja, o CN é um dos parâmetros que refletem a caracterização física da bacia.

O método NRCS-CN, entretanto, impõe uma condicionante para a determinação da chuva excedente por meio da Equação 8, uma vez que considera que para cada precipitação devem ocorrer perdas iniciais da ordem de $0,2S$. Isso significa considerar que 20% da precipitação total não gera escoamento, pois corresponde às perdas iniciais devido à evaporação, infiltração, acúmulo no solo, etc. Por outro lado, se a precipitação superar esses 20%, o método considera que há escoamento superficial e pode-se utilizar a Equação 9 para calcular a P_{exc} (COLLISCHONN e DORNELLES, 2013; IPH, 2005). Logo:

$$Se P < 0,2S \rightarrow P_{exc} = 0 \quad (8)$$

$$Se P > 0,2S \rightarrow P_{exc} = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S} \quad (9)$$

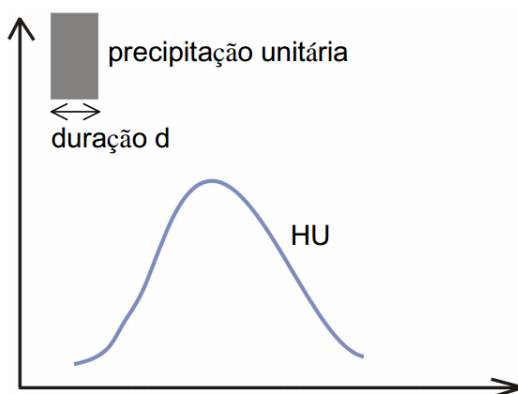
Onde: P_{exc} = precipitação excedente gerada durante o evento de chuva (mm), P = precipitação ocorrida ao longo do evento de chuva (mm) e S = capacidade do solo em armazenar água (mm).

2.4 Método do Hidrograma Unitário

2.4.1 Aspectos gerais

Em hidrologia, o hidrograma representa a resposta da bacia a uma dada precipitação. Nesse sentido, o hidrograma unitário (HU) corresponde à resposta da bacia a uma precipitação efetiva unitária, sendo associado a uma duração específica da precipitação, de forma que exista um HU diferente para cada duração diferente de precipitação (Figura 1). Assim, o hidrograma unitário representa uma característica da bacia, sendo reflexo de todos os fatores relacionados ao processo de transformação chuva-vazão, como a área da bacia, rede de drenagem, relevo, tipo e cobertura do solo, etc (PAULINO, 2014). Entretanto, o conceito de hidrograma unitário assume de forma simplificada que a precipitação unitária tem intensidade constante ao longo de sua duração e distribui-se uniformemente sobre toda a área de drenagem (COLLISCHONN e DORNELLES, 2013).

Figura 1: Esquema ilustrativo do conceito de Hidrograma Unitário.



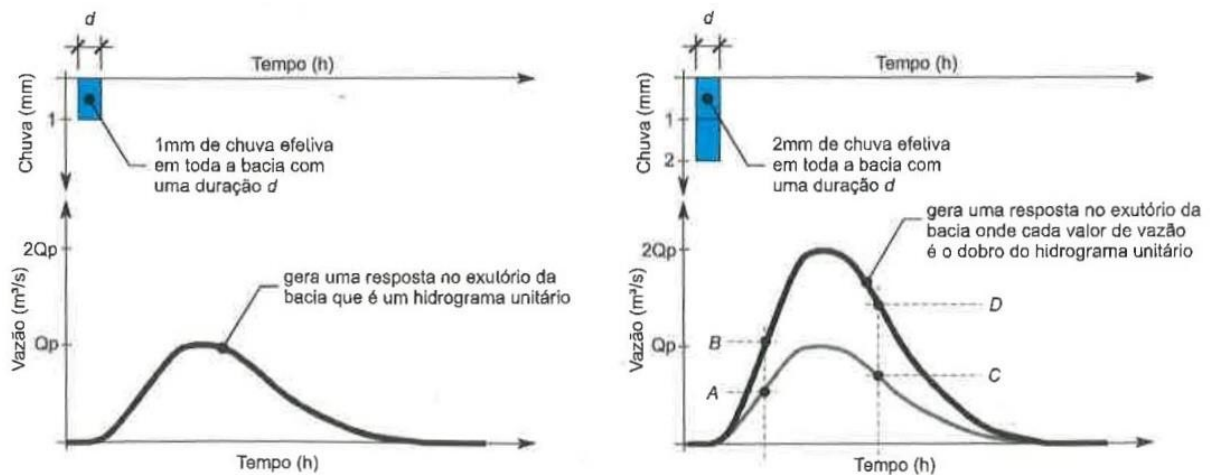
Fonte: PAZ (2004).

De maneira geral, sabendo-se a resposta da bacia a uma precipitação unitária de duração d (ou seja, o HU), se ocorrer outra precipitação de mesma duração d , o hidrograma resultante correspondente é estimado com base naquele HU. Essa estimativa é feita com base em dois princípios básicos: proporcionalidade e superposição, considerando-se que a bacia hidrográfica tem um comportamento linear (Figuras 2 e 3).

De acordo com o princípio da proporcionalidade, para uma precipitação P de duração igual à da precipitação unitária do HU, a resposta da bacia a tal precipitação P tem a mesma duração do HU, sendo as vazões proporcionais ao HU. Já pelo princípio da superposição, dada a ocorrência de precipitações sucessivas no tempo, com duração igual à precipitação

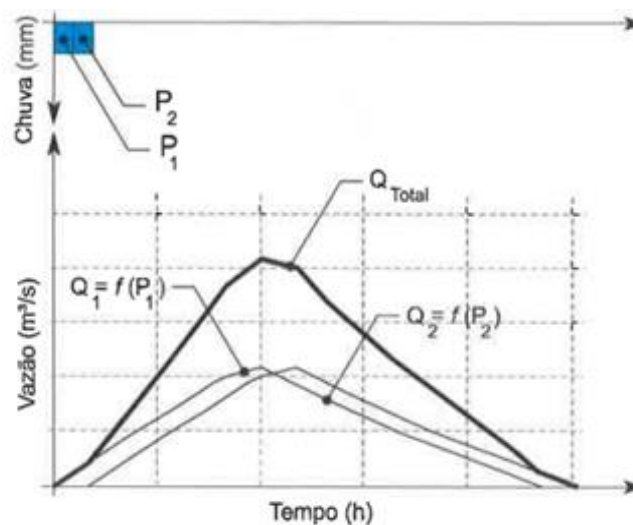
unitária, cada uma delas produz uma resposta na bacia independente da outra. Nesse caso, o hidrograma total pode ser encontrado através de um processo chamado convolução, que consiste em calcular as ordenadas do hidrograma referentes a cada precipitação individual em intervalos de tempo discretizados e somá-las nos intervalos de tempo correspondentes, atentando para o deslocamento no tempo dos hidrogramas de cada precipitação (COLLISCHONN e DORNELLES, 2013; SILVEIRA, 2016).

Figura 2: Exemplificação do princípio da proporcionalidade.



Fonte: COLLISCHONN e DORNELLES (2013).

Figura 3: Exemplificação do princípio da superposição.



Fonte: COLLISCHONN e DORNELLES (2013).

2.4.2 Método NRCS-HU triangular

O hidrograma unitário representou um grande marco na hidrologia ao introduzir um método simples e prático para o cálculo do hidrograma resultante da bacia. Entretanto, a disponibilidade de dados de chuva e vazão para a estimativa do HU é baixa e, diante disso, foram desenvolvidos hidrogramas unitários sintéticos (HUS), baseados em relações empíricas determinadas a partir das características físicas da bacia e do tempo de concentração (SILVEIRA, 2016).

Um dos HUS mais comuns é o que foi desenvolvido pelo NRCS a partir de relações de tempo e vazão, estimadas com base no tempo de concentração e na área das bacias (Figura 4). Dessa forma, o HUS do NRCS pode ser aproximado por um triângulo, que é definido pela vazão de pico, tempo de pico e tempo de base (duração do escoamento superficial), de acordo com as Equações 10, 11, 12 e 13 (COLLISCHONN e DORNELLES, 2013):

$$d = 1,33 \cdot t_c \quad (10)$$

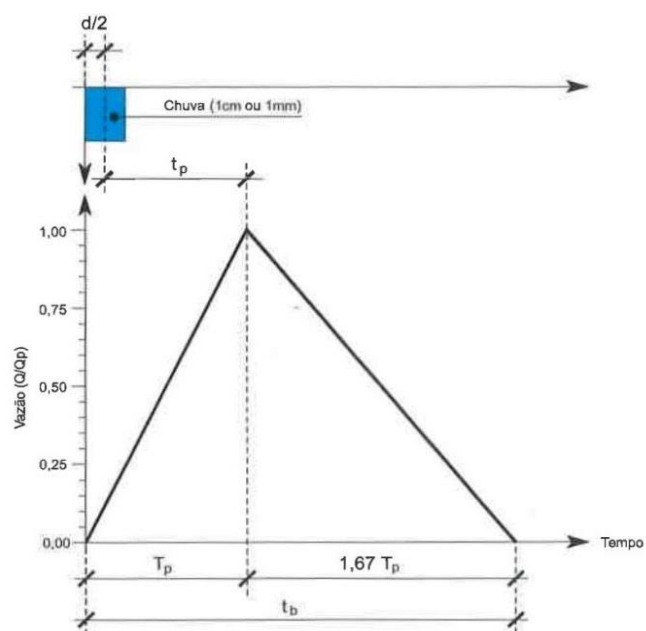
$$t_p = \frac{d}{2} + 0,6 \cdot t_c \quad (11)$$

$$t_b = 2,67 \cdot t_p \quad (12)$$

$$Q_p = 2,08 \cdot \frac{A}{t_p} \quad (13)$$

Onde: d = duração da precipitação (h); t_c = tempo de concentração da bacia (h); t_p = tempo de pico do HUS (h); t_b = tempo de base do HUS (h); Q_p = vazão de pico do HUS (m^3/s) e A = área da bacia (km^2).

Figura 4: Hidrograma Unitário Sintético do NRCS.



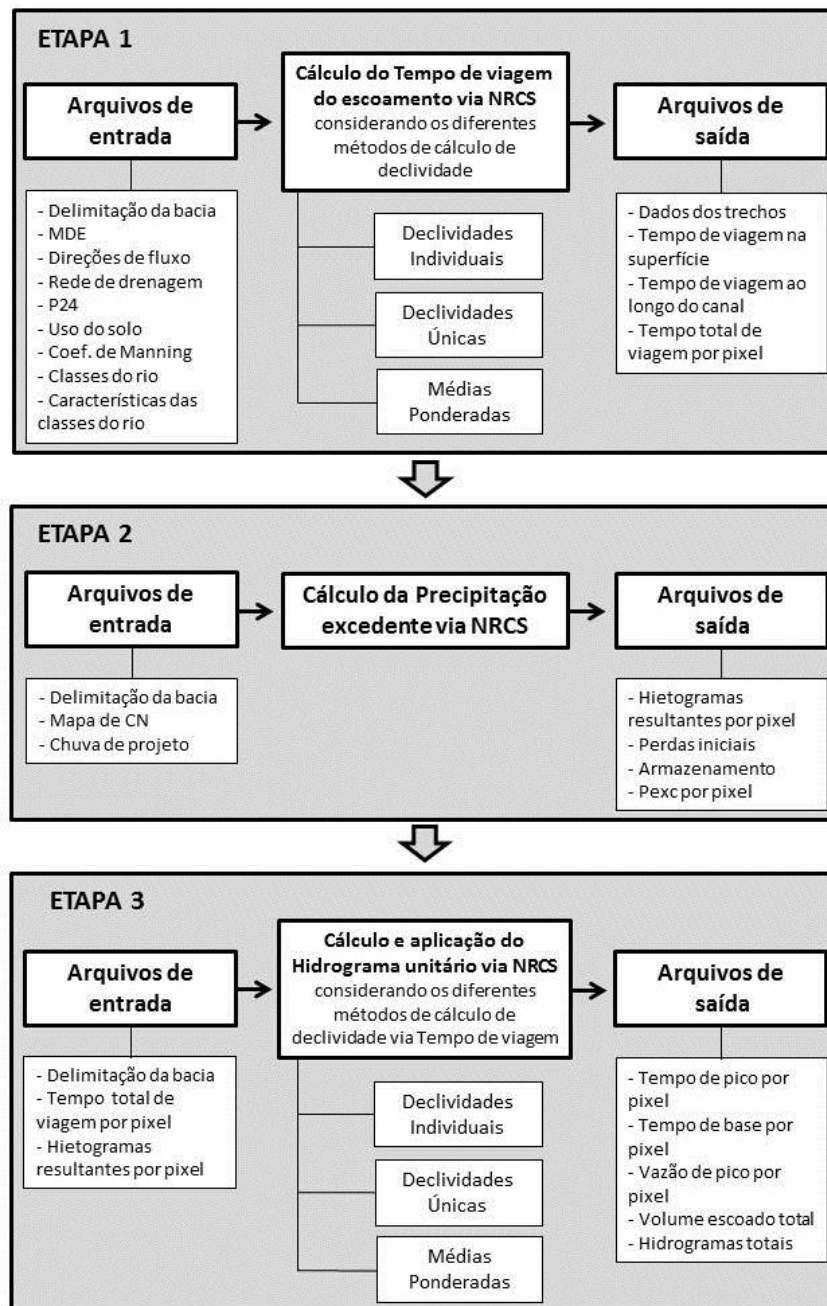
Fonte: COLLISCHONN e DORNELLES (2013).

3 METODOLOGIA

3.1 Visão geral

A metodologia utilizada neste trabalho foi dividida em três etapas e está resumida na Figura 5.

Figura 5: Metodologia do trabalho.



Fonte: Elaboração própria.

A primeira etapa do trabalho consistiu em determinar o tempo de viagem do escoamento da bacia considerando três diferentes métodos de cálculo das declividades. Assim, para cada método foi utilizado um procedimento de cálculo diferente e foi encontrado um mapa de tempo de viagem do escoamento diferente, mas em todos eles os arquivos de entrada utilizados foram os mesmos. Tais arquivos continham informações sobre a delimitação da bacia, o MDE, as direções de fluxo, a rede de drenagem, a P24, os usos do solo, o coeficiente de Manning, as classes do rio e as características das classes do rio.

Posteriormente, na segunda etapa do trabalho, foi calculada a precipitação excedente da bacia de acordo com a abordagem distribuída, ou seja, pixel a pixel. Para isso, foram necessários a delimitação da bacia, o mapa de CN por pixel e a chuva de projeto. Como esse cálculo não depende das declividades ou do tempo de concentração, foi preciso realizá-lo apenas uma vez.

Por fim, foram encontrados os hidrogramas unitários de cada pixel da bacia na terceira etapa do trabalho, considerando os três métodos distintos de cálculo de declividade. Como o HU depende, entre outras variáveis, do tempo de viagem do escoamento, para cada tempo encontrado na primeira etapa foi gerado um HU correspondente. Nesse ponto já é possível observar de que forma os diferentes métodos de cálculo das declividades influenciam na metodologia de cálculo do hidrograma resultante da bacia e, conseqüentemente, no processo de transformação da precipitação em vazão.

É importante salientar, entretanto, que uma das limitações do método proposto pelo NRCS para simulação do processo de transformação chuva-vazão é que ele não considera a variabilidade espacial das características da bacia hidrográfica, ou seja, ele é aplicado de forma concentrada no espaço. Assim, por simplificação, assume-se que a geração de escoamento ocorre de forma uniforme em toda a área da bacia, desconsiderando que diferentes usos e ocupações do solo geram diferentes graus ou intensidades de escoamento (BAPTISTA et al., 2011).

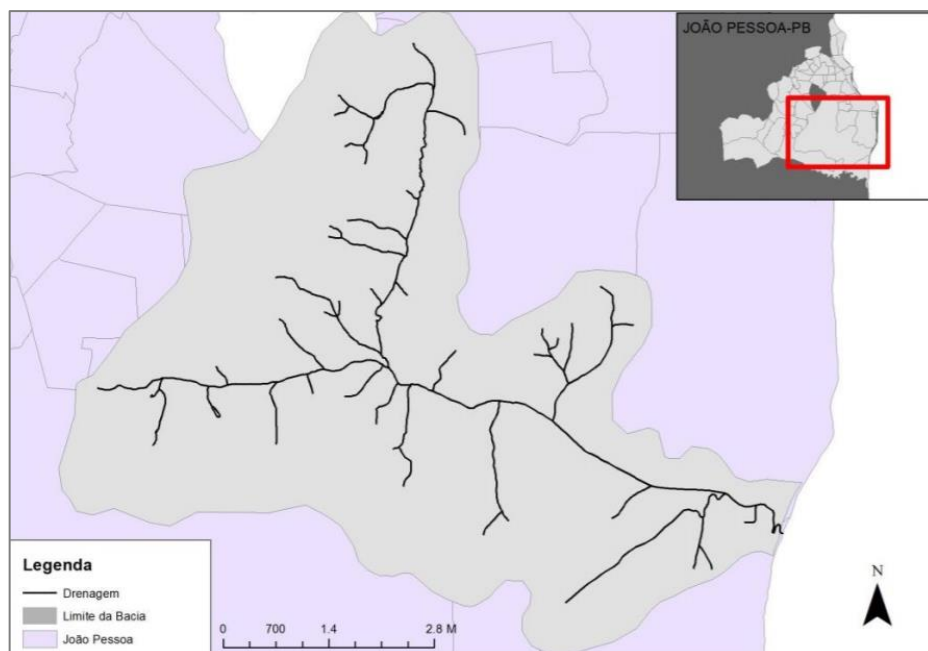
Por isso, ao invés de aplicar o método de forma concentrada neste trabalho, optou-se por aplicá-lo de forma distribuída no espaço, considerando a variabilidade das características da bacia. Isso é possível graças ao aprimoramento das ferramentas de geoprocessamento, SIGs, softwares, artifícios computacionais e de uma maior disponibilidade de dados obtidos via sensoriamento remoto, que viabilizam a preparação de diversos planos de informação para grandes áreas de forma rápida e pouco onerosa (PAZ e COLLISCHONN, 2008). Assim, a partir dessas tecnologias, é possível processar a imagem raster georreferenciada da bacia

hidrográfica e subdividi-la em várias partes (pixels), onde cada uma delas possui suas próprias características físicas que refletem a área da bacia a qual representa. Dessa forma, consegue-se aplicar o método NRCS-CN-HU para cada pixel da bacia e assim obter um hidrograma de projeto que engloba toda a sua heterogeneidade espacial, tornando a simulação do processo de transformação chuva-vazão bem mais realista (COLLISCHONN e DORNELLES, 2013).

3.2 Área de estudo

Para o estudo de caso foi escolhida a bacia hidrográfica do Rio Cuiá, por já ter sido alvo de estudos anteriores (CASTRO et al., 2015) (Figura 6). Essa bacia, que possui uma área de aproximadamente 41 km², localiza-se no litoral Sul de João Pessoa, capital do estado da Paraíba e limita-se ao norte com a Bacia do Rio Jacarapé, ao sul com a Bacia do Rio Gramame, a leste com o Oceano Atlântico e a oeste com o conjunto Habitacional Ernany Sátiro (SILVA, 2007; SILVA E SANTOS, 2010). Por estar totalmente inserida em uma área urbana e permeada por bairros populosos, a bacia também sofre grande pressão antrópica. Nesse sentido, a expansão imobiliária, o lançamento clandestino de esgoto doméstico, o acúmulo de resíduos sólidos e a alteração da qualidade da água do rio são alguns dos fatores antrópicos locais que impactam diretamente na bacia (REIS, 2010).

Figura 6: Localização da bacia hidrográfica do Rio Cuiá.

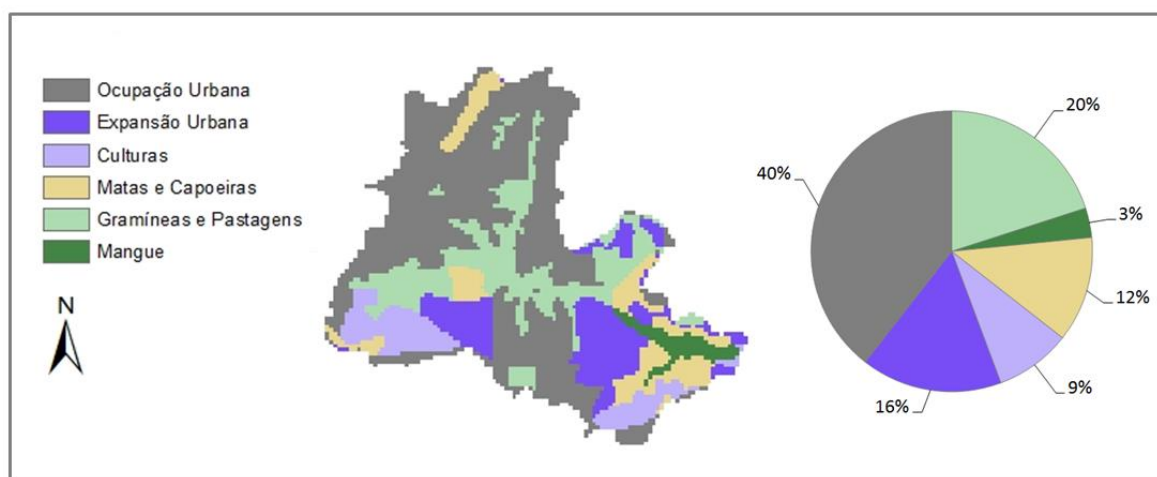


Fonte: Adaptado de Costa (2013).

Para este trabalho, foi utilizado o MDE (Modelo Digital de Elevação) proveniente dos dados do SRTM (*Shuttle Radar Topography Mission*), com resolução espacial de aproximadamente 92 m no sistema de coordenadas UTM (zona 25S). De forma simplificada, isso equivale a dividir a área da bacia em uma grade matricial composta por pixels quadrados de 92 m de lado e obter a elevação do terreno para cada um desses pixels.

O mapa de tipos de solo foi obtido através do Zoneamento Agropecuário da Paraíba de 1978 e estabelece uma classificação pedológica dos solos encontrados na bacia do Rio Cuiá (CEPA, 1978 apud LIMA, 2015). Já o mapa de uso do solo utilizado foi adaptado de Silva (2007) que, após interpretar e mensurar imagens de satélite da área da bacia, obteve as seguintes classes de uso do solo e suas respectivas áreas de ocupação: áreas ocupadas por edificações ou conjuntos habitacionais e caracterizadas pela expansão urbana (15,73 km²); áreas destinadas à expansão ou solos expostos (6,47 km²); culturas irrigadas de ciclo curto (3,49 km²); áreas ocupadas pelas matas, capoeiras e resquícios de cobertura vegetal natural arbórea, representadas pela Mata Atlântica, por exemplo (4,84 km²); áreas cobertas por gramíneas ou áreas de pastagem (7,98 km²); e vegetação de mangue (1,36 km²). É importante observar que as áreas de expansão e ocupação urbana representam juntas mais de 50% de toda a área da bacia, refletindo a situação de urbanização intensa que foi descrita anteriormente (Figura 7).

Figura 7: Caracterização do uso do solo e seus respectivos percentuais de ocorrência na área da bacia.



Fonte: Adaptado de Silva (2007).

3.3 Cálculo do tempo de deslocamento

3.3.1 Princípios do método

Para o cálculo do tempo de deslocamento ou tempo de viagem pela superfície, considerando a abordagem pixel a pixel, foi necessário primeiramente identificar os pixels de cabeceira, que constituem trechos fontes de geração de escoamento. A partir de cada pixel de cabeceira, traça-se um caminho de fluxo a sua jusante até encontrar algum pixel pertencente à rede de drenagem mais próxima. Ao longo do traçado desse caminho, por meio do coeficiente de rugosidade de Manning atribuído a cada pixel, identifica-se a qual uso do solo cada pixel percorrido pertence e assim subdivide-se esse caminho de fluxo até a rede de drenagem em trechos de uso do solo homogêneo. Tais trechos são caracterizados quanto à sua extensão, tipo de uso do solo e declividade. De maneira geral, para o cálculo da extensão de cada trecho, foi utilizado o plano de informações de direções de fluxo como entrada e as distâncias foram contabilizadas considerando que cada passo ortogonal ao longo do caminho de fluxo equivale ao tamanho do pixel ($\approx 92\text{m}$) e cada passo diagonal equivale ao tamanho do pixel multiplicado por $\sqrt{2}$. Todo esse processo encontra-se descrito em detalhes no trabalho desenvolvido por Castro et al. (2015). O tipo de uso do solo foi identificado a partir do mapa da Figura 7 e a declividade foi determinada através de diferentes métodos, como é descrito adiante.

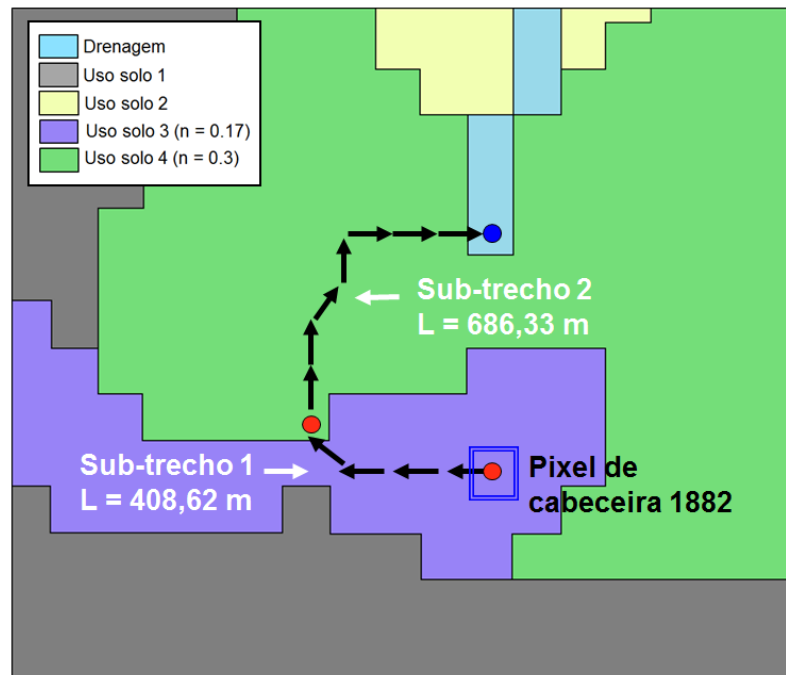
Para calcular o tempo de deslocamento do escoamento em cada trecho que compõe o caminho de fluxo, utilizou-se a Equação 1 para trechos em superfície e a Equação 4 para trechos em canais. O tempo de deslocamento total desde cada pixel de cabeceira até o exutório da bacia foi dado pela soma dos tempos de deslocamento de cada trecho, considerando tempos de deslocamento na superfície e em canais.

3.3.2 Cálculo da declividade

Uma das variáveis necessárias para a determinação do tempo de concentração é a declividade dos caminhos de fluxo, que pode ser determinada através de várias metodologias de cálculo. A escolha da metodologia mais adequada depende do estudo a qual faz parte e dos recursos disponíveis. Entretanto, algumas metodologias podem induzir a erros de cálculo, que muitas vezes podem passar despercebidos pelo pesquisador, gerando resultados imprecisos ou não confiáveis. Assim, é imprescindível que se tenha cuidado ao escolher o método de cálculo a ser utilizado.

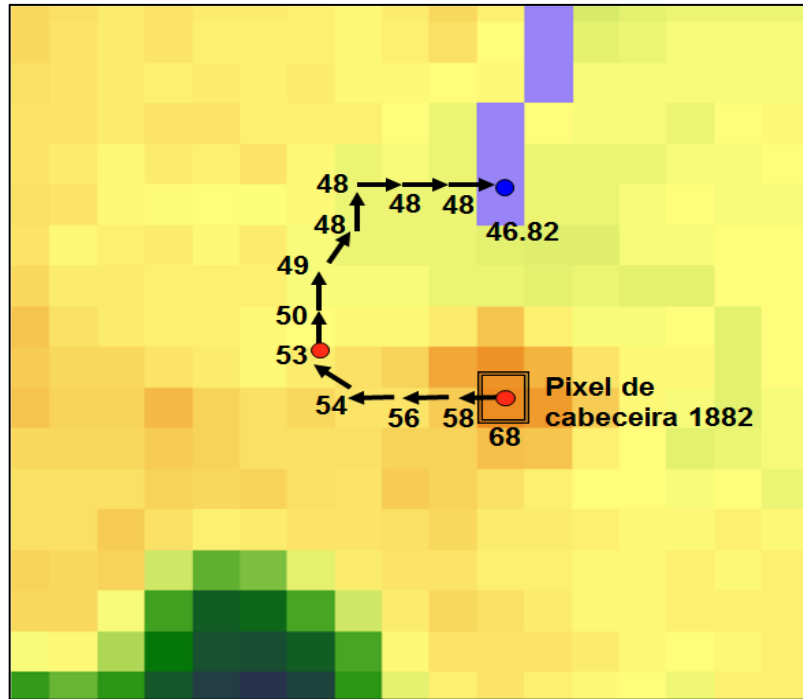
A seguir, são descritos cinco métodos de cálculo de declividade, sendo os dois primeiros possíveis geradores de incoerências nos estudos e os três seguintes coerentes e objetos de estudo deste trabalho. Para a maioria deles, são mostrados exemplos para facilitar o entendimento, considerando o pixel de cabeceira número 1882 da discretização da bacia do Rio Cuiá e seus dois subtrechos de escoamento na superfície (Figura 8). Os valores de cota do terreno utilizados foram obtidos através do MDE do terreno ($dx \approx 92$ m) (Figura 9).

Figura 8: Pixel de cabeceira número 1882 e seus subtrechos.



Fonte: Elaboração própria.

Figura 9: Valores de cota do terreno segundo o MDE (m).



Fonte: Elaboração própria.

Duas das abordagens que poderiam gerar erros de cálculo, dependendo da configuração do MDE disponível, são representadas nas Figuras 10 e 11. Em ambos os casos, considera-se que seria possível determinar o tempo de deslocamento de um subtrecho através da soma dos tempos de deslocamento de cada pixel pertencente ao subtrecho até seu vizinho, utilizando a fórmula do NRCS (Equação 1). Ou seja, no caso de um subtrecho com quatro pixels, seria o equivalente a considerar:

$$T_T = T_{P1} + T_{P2} + T_{P3} + T_{P4} \quad (14)$$

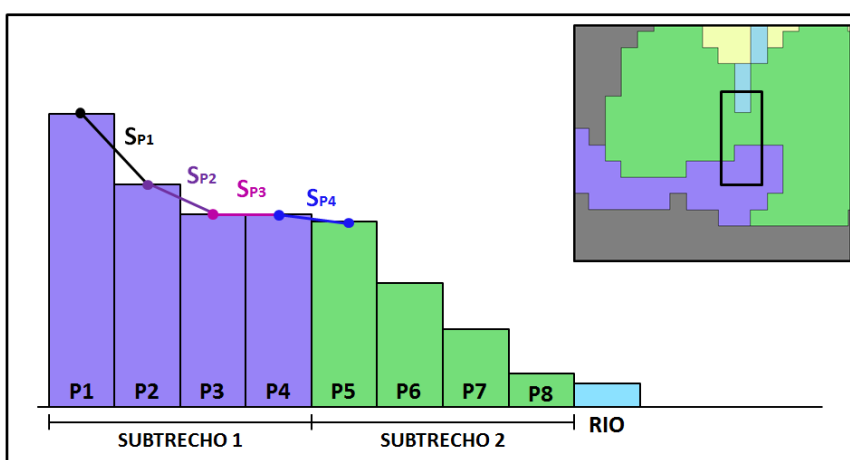
Onde: T_T = tempo de deslocamento total do subtrecho (minutos), T_{Pn} = tempo de deslocamento do pixel n até o seu vizinho $n+1$ ao longo do caminho de fluxo (minutos), sendo $n = 1, 2, 3$ e 4 . Ou ainda:

$$T_T = \frac{5,474 \cdot (n \cdot L_{P1})^{0,8}}{P_{24}^{0,5} \cdot S_{P1}^{0,4}} + \frac{5,474 \cdot (n \cdot L_{P2})^{0,8}}{P_{24}^{0,5} \cdot S_{P2}^{0,4}} + \frac{5,474 \cdot (n \cdot L_{P3})^{0,8}}{P_{24}^{0,5} \cdot S_{P3}^{0,4}} + \frac{5,474 \cdot (n \cdot L_{P4})^{0,8}}{P_{24}^{0,5} \cdot S_{P4}^{0,4}} \quad (15)$$

Onde: T_T = tempo de deslocamento total do subtrecho (minutos) e S_{Pn} = declividade do pixel n com relação a seu vizinho $n+1$ (m/m) e L_{Pn} = distância do pixel n até o pixel $n+1$ (m), onde $n = 1, 2, 3$ e 4 .

No caso da Figura 10, considera-se que as distâncias e declividades (L_{pn} e S_{pn}) são determinadas para cada pixel com relação ao seu vizinho de jusante. Entretanto, pela fórmula do NRCS (Equação 1), se dois pixels vizinhos possuírem cotas muito próximas (como os pixels 4 e 5), a declividade entre eles terá um valor próximo de zero, levando o tempo de deslocamento para um valor exagerado e irreal. Além disso, é possível que existam pixels vizinhos de mesma cota, como os pixels 3 e 4, o que gera uma declividade nula e, portanto, uma indeterminação do cálculo do tempo de deslocamento pela fórmula do NRCS.

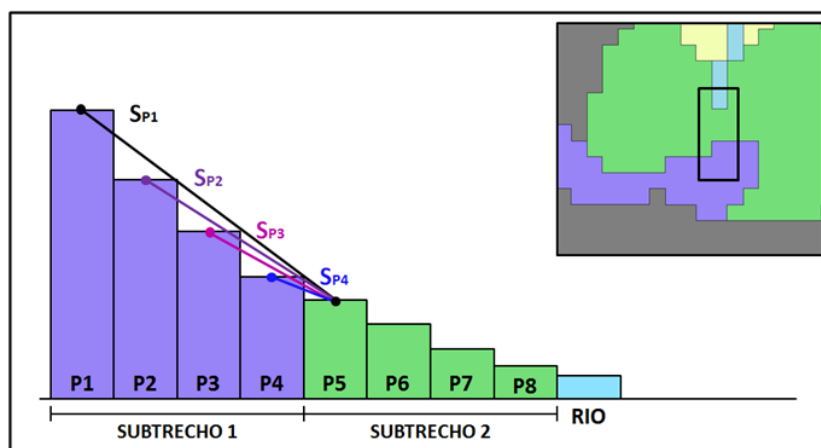
Figura 10: Abordagem 1 que poderia gerar erros de cálculo.



Fonte: Elaboração própria.

Já para o segundo caso (Figura 11), considera-se que as distâncias e declividades são referentes ao trajeto de cada pixel até o primeiro pixel do próximo subtrecho (no caso, o pixel 5). Como é possível observar, em geral, quanto mais próximo do fim do subtrecho, mais atenuada será a declividade do pixel e, portanto, o cálculo tende a gerar maior tempo de deslocamento. Dessa forma, é possível que se encontrem tempos de deslocamento do escoamento até o pixel 5 para os pixels 2, 3 e 4 maiores que o tempo de deslocamento do pixel 1. Entretanto, tal resultado é incoerente, uma vez que o escoamento gerado no pixel 1 necessariamente deve passar pelos pixels 2, 3 e 4 até chegar ao pixel 5, ou seja, deve-se ter $T_{P1} > T_{P2} > T_{P3} > T_{P4}$. Além disso, para esses pixels mais próximos ao final do subtrecho, as declividades encontradas podem ter valores próximos de zero, configurando uma situação análoga à da Figura 10, com valor de tempo de deslocamento exagerado e irreal.

Figura 11: Abordagem 2 que poderia gerar erros de cálculo.

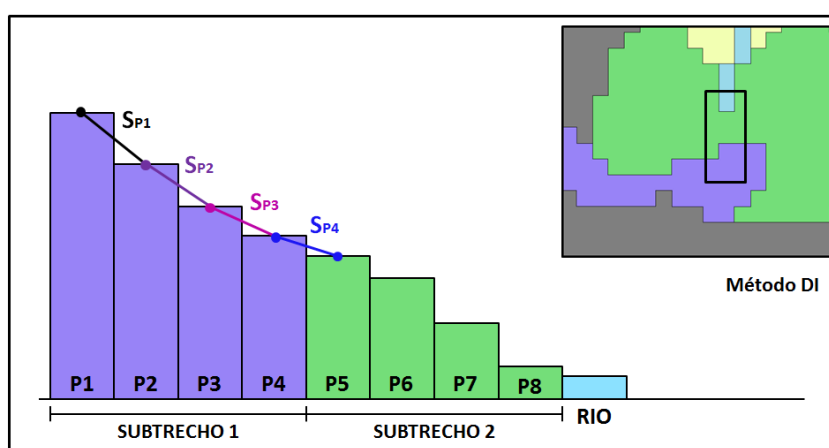


Fonte: Elaboração própria.

Diante do exposto, para evitar incoerências e imprecisões nos dados estudados, vê-se a necessidade da adoção de outras metodologias ou imposições para o cálculo das declividades na superfície. Nesse sentido, para a determinação das declividades a serem utilizadas neste trabalho para o cálculo do tempo de concentração da bacia, três procedimentos diferentes foram avaliados: o método das declividades individuais (DI), o método das declividades únicas (DU) e o método das médias ponderadas (MP) (Figuras 12, 13 e 14, respectivamente).

a) Método das declividades individuais - DI

Figura 12: Esquematização gráfica do procedimento de cálculo do Método DI.



Fonte: Elaboração própria.

O método das declividades individuais considera que é possível determinar o tempo de deslocamento de um subtrecho através da soma dos tempos de deslocamento de cada pixel

pertencente ao subtrecho até seu vizinho, utilizando a fórmula do NRCS. Como demonstrado anteriormente, essa concepção poderia gerar indeterminações de cálculo no caso de pixels com declividades pequenas ou nulas. Entretanto, na utilização desse método, faz-se uma imposição de declividade mínima, de forma que, caso existam pixels vizinhos de mesma cota ou cotas próximas, o método automaticamente considera uma declividade mínima que permite a realização do cálculo de forma coerente, sem gerar prejuízos aos resultados. Portanto, de forma resumida, o método DI:

- Calcula uma declividade para cada pixel do subtrecho (S_{P1} , S_{P2} , S_{P3} , S_{P4}, \dots) em função da extensão do pixel (dx ou $\sqrt{2}dx$) e das diferenças de cotas entre o pixel e seu vizinho (Equação 16).

$$S_{Pn} = \frac{C_{Pn} - C_{Pn+1}}{L} \quad (16)$$

Onde: S_{Pn} = declividade do pixel n (m/m), C_{Pn} = cota do pixel n (m), C_{Pn+1} = cota do pixel vizinho $n+1$ (m) e L = extensão do pixel (m).

- Calcula o tempo de deslocamento de cada pixel dentro do subtrecho através da fórmula do NRCS (Equação 1).
- Calcula o tempo de deslocamento de cada subtrecho (S_1 e S_2) através da soma dos tempos de deslocamento de cada pixel pertencente ao subtrecho até seu vizinho, utilizando a fórmula do NRCS (Equação 1). Assim, considerando um trecho com quatro pixels, tem-se:

$$T_T = T_{P1} + T_{P2} + T_{P3} + T_{P4} \quad (17)$$

Onde: T_T = tempo de deslocamento total do subtrecho (minutos), T_{Pn} = tempo de deslocamento do pixel n até o seu vizinho $n+1$ ao longo do caminho de fluxo (minutos), sendo $n = 1, 2, 3, 4$. Ou ainda:

$$T_T = \frac{5,474 \cdot (n \cdot L_{P1})^{0,8}}{P_{24}^{0,5} \cdot S_{P1}^{0,4}} + \frac{5,474 \cdot (n \cdot L_{P2})^{0,8}}{P_{24}^{0,5} \cdot S_{P2}^{0,4}} + \frac{5,474 \cdot (n \cdot L_{P3})^{0,8}}{P_{24}^{0,5} \cdot S_{P3}^{0,4}} + \frac{5,474 \cdot (n \cdot L_{P4})^{0,8}}{P_{24}^{0,5} \cdot S_{P4}^{0,4}} \quad (18)$$

Onde: T_T = tempo de deslocamento total do subtrecho (minutos), S_{Pn} = declividade do pixel n com relação a seu vizinho $n+1$ (m/m), n = coeficiente de rugosidade de Manning, L_{Pn} = distância do pixel n até o pixel $n+1$ (m), e P_{24} = precipitação com 24h de duração (mm),

determinada para a IDF correspondente à área de estudo e considerando o tempo de retorno de projeto (IPH, 2005).

- Assim, para o subtrecho 1 proveniente do pixel de cabeceira 1882:

$$S_{P1} = \frac{68 - 58}{92,57} = 0,108 \text{ m/m} \rightarrow T_{P1} = \frac{5,474 \cdot (0,3 \cdot (92,57))^{0,8}}{(155,33)^{0,5} \cdot (0,108)^{0,4}} = \mathbf{15,3 \text{ min}}$$

$$S_{P2} = \frac{58 - 56}{92,57} = 0,022 \text{ m/m} \rightarrow T_{P2} = \frac{5,474 \cdot (0,3 \cdot (92,57))^{0,8}}{(155,33)^{0,5} \cdot (0,022)^{0,4}} = \mathbf{29,1 \text{ min}}$$

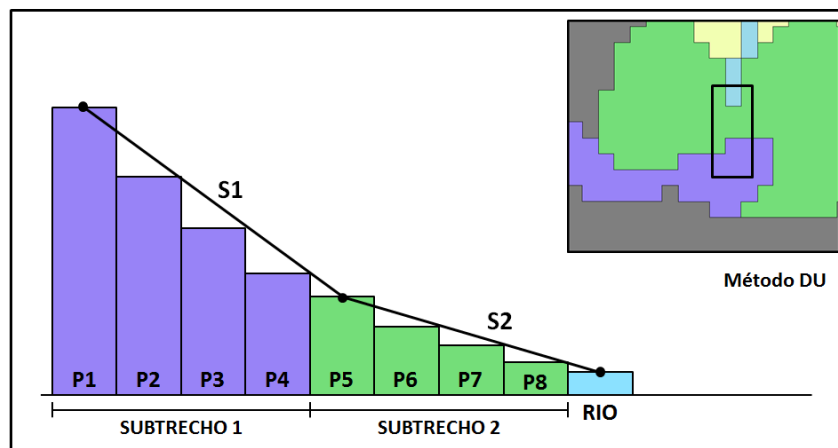
$$S_{P3} = \frac{56 - 54}{92,57} = 0,022 \text{ m/m} \rightarrow T_{P3} = \frac{5,474 \cdot (0,3 \cdot (92,57))^{0,8}}{(155,33)^{0,5} \cdot (0,022)^{0,4}} = \mathbf{29,1 \text{ min}}$$

$$S_{P4} = \frac{54 - 53}{130,91} = 0,008 \text{ m/m} \rightarrow T_{P4} = \frac{5,474 \cdot (0,3 \cdot (130,91))^{0,8}}{(155,33)^{0,5} \cdot (0,008)^{0,4}} = \mathbf{58,2 \text{ min}}$$

$$T_1 = T_{P1} + T_{P2} + T_{P3} + T_{P4} = \mathbf{131,6 \text{ min}}$$

b) Método das declividades únicas - DU

Figura 13: Esquematização gráfica do procedimento de cálculo do Método DU.



Fonte: Elaboração própria.

Como o próprio nome sugere, o método das declividades únicas considera que, para o cálculo do tempo de deslocamento de um subtrecho, deve-se aplicar a fórmula do NRCS

utilizando um único valor de declividade, que leva em conta a extensão e as cotas inicial e final do subtrecho. Desse modo, o método DU:

- Calcula uma única declividade para cada subtrecho (S_1 e S_2) em função da extensão do subtrecho (L_1 e L_2) e das cotas de início e fim (Equação 19).

$$S = \frac{C_i - C_f}{L} \quad (19)$$

Onde: S = declividade do subtrecho (m/m), C_i = cota inicial (m), C_f = cota final (m) e L = extensão do subtrecho (m).

- Com as extensões (L_1 e L_2) e as declividades (S_1 e S_2) calculam-se os tempos de deslocamento de cada subtrecho (T_1 e T_2) com a fórmula do NRCS (Equação 1).
- Assim, para o subtrecho 1 proveniente do pixel de cabeceira 1882:

$$S = \frac{68 - 53}{408,62} = 0,037 \text{ m/m}$$

$$T_1 = \frac{5,474 \cdot (n \cdot L)^{0,8}}{P_{24}^{0,5} \cdot S^{0,4}} = \frac{5,474 \cdot (0,3 \cdot (408,62))^{0,8}}{(155,33)^{0,5} \cdot (0,037)^{0,4}} = \mathbf{77,2 \text{ min}}$$

- Para calcular os tempos de deslocamento dos pixels intermediários dentro de cada subtrecho, utiliza-se a fórmula do NRCS, considerando a declividade (S) constante e igual à declividade do subtrecho para todos os pixels dentro do referido subtrecho. Para o cálculo do tempo do pixel 3 (T_{P3}) tem-se, por exemplo, a Equação 20.

$$T_{P3} = \frac{5,474 \cdot (n \cdot L_{P3})^{0,8}}{P_{24}^{0,5} \cdot S_1^{0,4}} \quad (20)$$

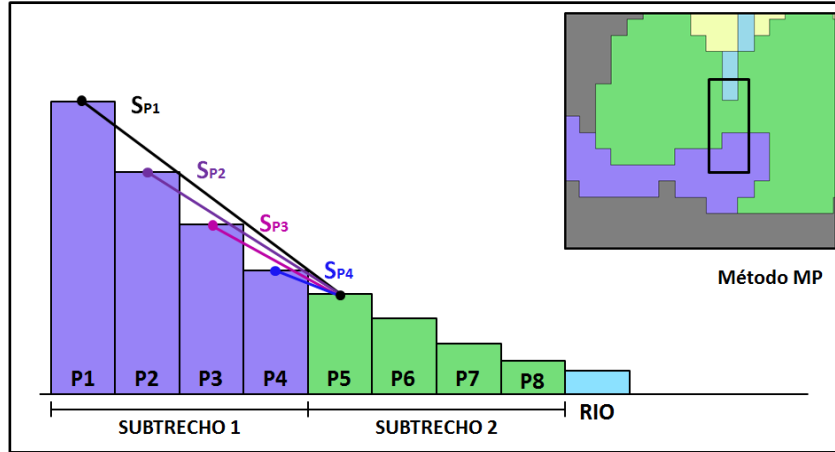
Onde: T_{P3} = tempo de deslocamento do pixel 3 (minutos), S_1 = declividade do subtrecho 1 (m/m), n = coeficiente de rugosidade de Manning, L_{P3} = distância do pixel 3 até o final do subtrecho (m), P_{24} = precipitação com 24h de duração (mm), determinada para IDF correspondente à área de estudo e considerando o tempo de retorno de projeto (IPH, 2005).

- Assim, para o pixel 3 do subtrecho 1 proveniente do pixel de cabeceira 1882:

$$T_{P3} = \frac{5,474 \cdot (n \cdot L)^{0,8}}{P_{24}^{0,5} \cdot S^{0,4}} = \frac{5,474 \cdot (0,3 \cdot (223,48))^{0,8}}{(155,33)^{0,5} \cdot (0,037)^{0,4}} = \mathbf{47,6 \text{ min}}$$

c) Método das médias ponderadas - MP

Figura 14: Esquematização gráfica do procedimento de cálculo do Método MP.



Fonte: Elaboração própria.

Por fim, para o método das médias ponderadas, a declividade do subtrecho deve ser calculada através de uma ponderação entre as declividades de cada pixel do trecho em relação ao final do trecho ou ao primeiro pixel do trecho seguinte. Portanto, de forma esquemática, o método MP:

- Calcula a declividade de cada subtrecho (S_1 e S_2) pela média ponderada das declividades de cada pixel do trecho medidas em relação ao final do trecho (S_{p1} , S_{p2} , S_{p3} e S_{p4}), sendo a ponderação dada pelas distâncias até o final do trecho (L_{p1} , L_{p2} , L_{p3} e L_{p4}) (Equação 21).

$$S_1 = \frac{S_{p1} \cdot L_{p1} + S_{p2} \cdot L_{p2} + S_{p3} \cdot L_{p3} + S_{p4} \cdot L_{p4}}{L_{p1} + L_{p2} + L_{p3} + L_{p4}} \quad (21)$$

Onde: S_1 = declividade do subtrecho 1 (m/m), S_{pn} = declividade de cada pixel do trecho medida em relação ao final do trecho (m/m) e L_{pn} = distância de cada pixel até o final do subtrecho, sendo $n = 1, 2, 3$ e 4 .

- Com as extensões (L_1 e L_2) e as declividades (S_1 e S_2) calculam-se os tempos de deslocamento de cada subtrecho (T_1 e T_2) com a fórmula do NRCS (Equação 1).
- Assim, para o subtrecho 1 proveniente do pixel de cabeceira 1882:

$$S_1 = \frac{0,0367 \cdot 408,62 + 0,0158 \cdot 315,05 + 0,0134 \cdot 223,48 + 0,0076 \cdot 130,91}{408,62 + 315,05 + 223,48 + 130,91} = 0,022 \text{ m/m}$$

$$T_1 = \frac{5,474 \cdot (n.L)^{0,8}}{P_{24}^{0,5} \cdot S^{0,4}} = \frac{5,474 \cdot (0,3 \cdot (408,62))^{0,8}}{(155,33)^{0,5} \cdot (0,022)^{0,4}} = \mathbf{94,3 \text{ min}}$$

- Para calcular os tempos de deslocamento dos pixels intermediários dentro de cada subtrecho, utiliza-se o mesmo procedimento descrito no método DU, ou seja, considera-se a declividade (S) constante e igual à declividade do subtrecho para todos os pixels dentro do referido subtrecho e aplica-se a fórmula do NRCS. Para o cálculo do tempo do pixel 3 (T_{P3}) tem-se, por exemplo, a Equação 20 descrita anteriormente.
- Assim, para o pixel 3 do subtrecho 1 proveniente do pixel de cabeceira 1882:

$$T_{P3} = \frac{5,474 \cdot (n.L)^{0,8}}{P_{24}^{0,5} \cdot S^{0,4}} = \frac{5,474 \cdot (0,3 \cdot (223,48))^{0,8}}{(155,33)^{0,5} \cdot (0,022)^{0,4}} = \mathbf{58,2 \text{ min}}$$

3.4 Cálculo da precipitação excedente

Para o cálculo da precipitação excedente pelo método NRCS, foi utilizada a Equação 6. Entretanto, ao invés de considerar um único valor de CN para toda a bacia, no caso da abordagem distribuída, o método considera que a cada pixel deve ser atribuído um valor de CN diferente, de acordo com as características do pixel em função do tipo do solo, da umidade antecedente do solo e do tipo de atividade/ocupação desenvolvida. O mapa de CN por pixel foi obtido por Lima (2015), a partir do mapa de uso do solo georreferenciado de Silva (2007).

3.5 Aplicação do HU distribuído

De forma análoga à precipitação excedente, o hidrograma unitário também foi determinado através das equações do método NRCS (Equações 10, 11, 12 e 13) e aplicado de forma distribuída, pixel a pixel. Desse modo, a partir da área e do tempo de deslocamento de cada pixel, foram calculados vários HUs, como se cada pixel se comportasse como uma pequena bacia. Esse procedimento é mais vantajoso que a abordagem tradicional uma vez que consegue representar toda a variabilidade espacial das características da bacia e assim, representar a realidade de forma mais fiel. Neste trabalho, foi adotado como duração da precipitação excedente do HU de cada pixel um valor de cinco minutos.

Os diferentes procedimentos de cálculo das declividades interferem nesse processo na medida em que influenciam os valores de tempo de viagem do escoamento pixel a pixel, que por sua vez, interferem diretamente no HU. Ou seja, a declividade influencia de forma direta todo procedimento de cálculo para a determinação do hidrograma total resultante da bacia.

3.6 Descrição das simulações

De forma sintética, foram obtidos três diferentes mapas de tempo de viagem do escoamento para a bacia em estudo, considerando os três diferentes métodos de cálculo das declividades (DI, DU e MP). Em seguida, foi obtida a precipitação excedente, que não se altera para os três casos, uma vez que, basicamente, só depende dos valores de CN, que permanecem os mesmos para todas as situações. Por fim, foram obtidos os três hidrogramas resultantes referentes a cada método de cálculo de declividade. Para a aplicação do método NRCS-CN-HU e o cálculo dos tempos de deslocamento, precipitação excedente e hidrograma unitário de forma distribuída, foram utilizadas rotinas computacionais, desenvolvidas em linguagem de programação Fortran pelo grupo de pesquisa ao qual este trabalho está associado, o que permitiu uma otimização do procedimento de cálculo e a geração dos resultados de maneira rápida e eficaz.

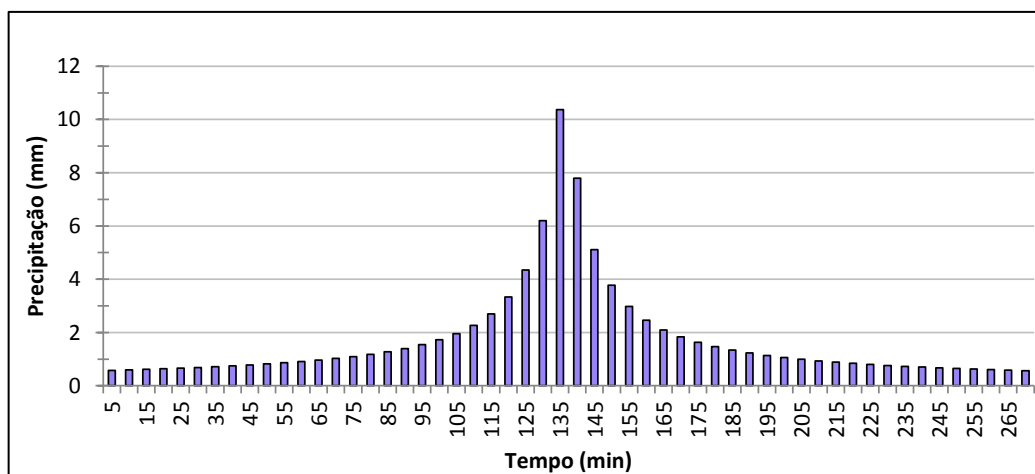
Para este trabalho, a chuva de projeto foi determinada a partir da curva IDF de João Pessoa (PFAFSTETTER, 1982 apud CETESB, 1989), considerando um tempo de retorno de 10 anos (Equação 22) (Figura 15). Para esse Tr, a curva indica uma P24 de 155,3mm. Os valores do coeficiente de rugosidade de Manning utilizados para os diferentes tipos de uso do solo foram adotados baseados na literatura e encontram-se descritos na Tabela 1.

$$i = \frac{886,013 \cdot Tr^{0,164}}{(t + 20)^{0,727}} \quad (22)$$

Onde: i = intensidade (mm/h), Tr = tempo de recorrência (anos), t = duração (min).

Como já mencionado, o MDE utilizado neste trabalho tem resolução de aproximadamente 92 m e foi obtido pelo SRTM. O mapa de tipos de solos foi obtido pelo Zoneamento Agropecuário da Paraíba de 1978, o mapa de usos do solo foi adaptado de Silva (2007) e o mapa de CN foi gerado na pesquisa de Lima (2015). A precipitação unitária para cada pixel tem duração de 5 minutos. Por fim, a rede de drenagem e as direções dos caminhos de fluxo foram obtidas através da pesquisa de Castro et al. (2015), bem como as áreas acumuladas de drenagem e a delimitação da bacia.

Figura 15: Hietograma da chuva de projeto adotada neste trabalho para $T_r = 10$ anos.



Fonte: Autoria Própria.

Tabela 1: Tipos de uso do solo da bacia hidrográfica do rio Cuiá e os respectivos coeficientes de Manning para suas superfícies.

Uso do solo	Coeficiente de Manning
Mangue	0,40
Gramíneas e Pastagens	0,13
Matas e Capoeiras	0,30
Culturas	0,17
Expansão Urbana	0,08
Ocupação Urbana	0,05

Fonte: CASTRO et al. (2015).

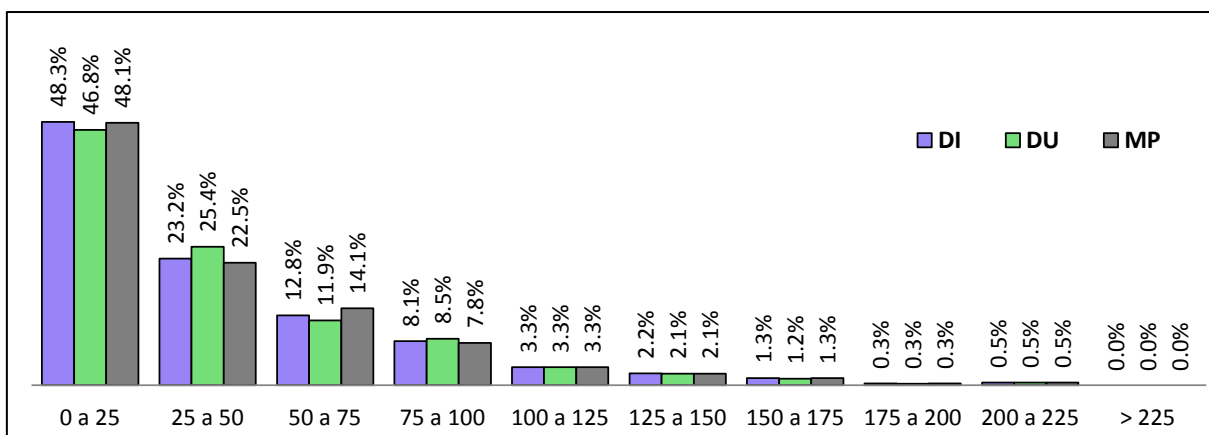
4 RESULTADOS

4.1 Caracterização das declividades

A Figura 16 mostra os histogramas de declividade obtidos para cada um dos métodos de estudo. O eixo das abscissas representa os valores de declividade encontrados, que variam de 0 a 225 m/km e estão divididos em dez intervalos. O eixo das ordenadas, por sua vez, representa o percentual das declividades encontradas dentro de cada um desses intervalos.

Para os três métodos, a declividade mínima foi de 0 m/km e a máxima foi de 224,2 m/km. Já as declividades médias foram de 39,8, 39,9 e 39,6 m/km para os métodos DI, DU e MP, respectivamente. De forma geral, os três métodos apresentaram resultados semelhantes, com declividades de até 25 m/km predominando nos três casos, chegando a representar em média 48% do total das declividades encontradas.

Figura 16: Histogramas das declividades encontradas (m/km) considerando os métodos de cálculo das declividades individuais (DI), declividades únicas (DU) e médias ponderadas (MP).

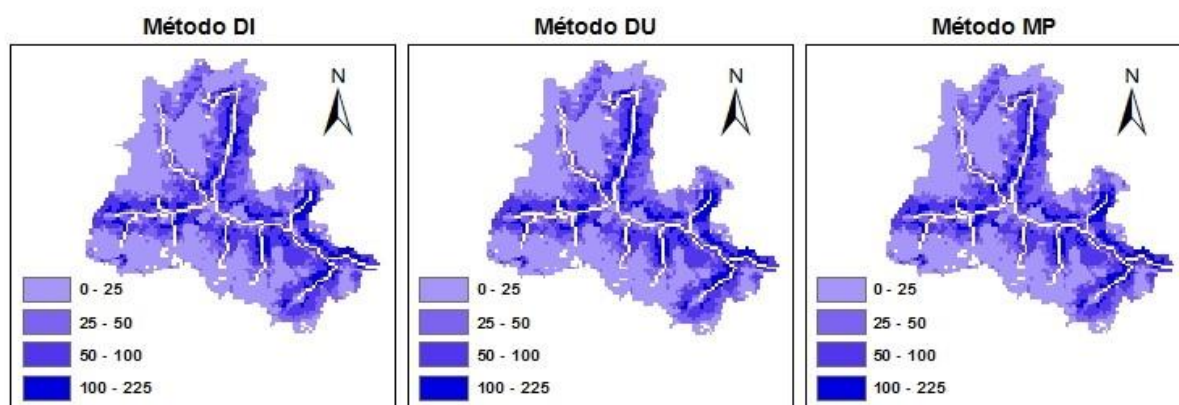


Fonte: Elaboração própria.

A Figura 17, por sua vez, mostra como as declividades encontradas estão distribuídas espacialmente na área da bacia, considerando os três métodos de cálculo estudados. Em todos eles, percebe-se que quanto maior a proximidade com a rede de drenagem, maiores serão os valores das declividades. Isso pode ser explicado devido ao fato de que as maiores declividades na superfície de uma bacia hidrográfica encontram-se no divisor topográfico, ou seja, nas áreas de cabeceira, e tendem a diminuir em direção ao curso d'água, no sentido montante para jusante. No caso das declividades pixel a pixel, na medida em que a proximidade ao curso d'água aumenta, a declividade da superfície vai sendo influenciada pela

cota mais rebaixada do curso d'água e, por isso, tende a apresentar valores mais altos. Em consonância com o que foi exposto na Figura 16, é possível observar que, além de as declividades não apresentarem valores muito distintos entre os métodos, sua distribuição espacial também não sofre grandes alterações de um método para outro.

Figura 17: Mapas das declividades encontradas (m/km) considerando os métodos de cálculo das declividades individuais (DI), declividades únicas (DU) e médias ponderadas (MP).



Fonte: Elaboração própria.

4.2 Caracterização dos tempos de deslocamento

A Figura 18 mostra o mapa dos tempos de deslocamento encontrados para o método DI, bem como os mapas da diferença de tempos de deslocamento entre o método DI e os métodos DU e MP. O mapa do método DI tem seus valores de tempo de deslocamento divididos em faixas de valores, sendo o valor mínimo 0 e o máximo 472,08 min. É possível observar que os maiores tempos de deslocamento encontram-se na região sudoeste da figura e que quanto maior a proximidade da rede de drenagem, menores serão esses tempos. Esse resultado é válido e coerente, uma vez que a água que cai nos pixels mais próximos ao rio tende a levar menos tempo para chegar ao exutório, se comparada à água que cai nos pixels mais distantes dele.

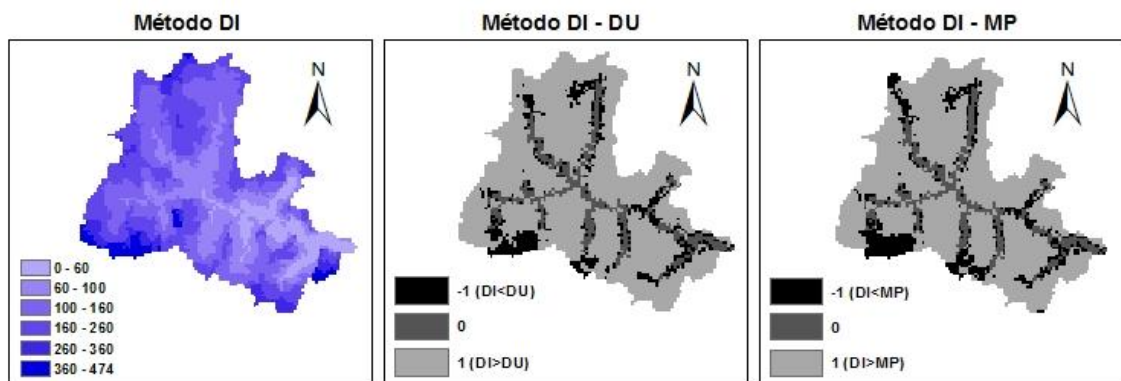
Os mapas dos tempos de deslocamento dos métodos DU e MP não foram apresentados devido à grande semelhança que apresentavam entre si e também com o mapa do método DI. Devido a tal semelhança, o método DI foi considerado como o método padrão e, portanto, serviu como base para comparação dos resultados obtidos pelos demais métodos. Assim, foi feita a subtração entre o mapa do método DI e os mapas dos métodos DU e MP, de forma a identificar as diferenças entre eles. Os valores obtidos a partir desse procedimento foram

reclassificados de forma que, aos valores negativos atribuiu-se o valor -1 e aos positivos, o valor 1. Desse modo, se o tempo de deslocamento encontrado pelo método DI foi maior que o tempo de deslocamento encontrado por outro método (ou seja, se $DI > DU$ ou $DI > MP$), o pixel recebeu valor 1, caso contrário ($DI < DU$ ou $DI < MP$), recebeu valor -1. Aos pixels constituintes da rede de drenagem foi atribuído o valor 0.

Analizando os mapas, percebe-se que na grande maioria dos pixels, tem-se a situação $DI > DU$ ou $DI > MP$, ou seja, de forma geral, o método DI tende a apresentar maiores tempos de deslocamento se comparado aos demais. Como consequência, esse método apresenta um retardo no escoamento e isso induz a maiores tempos de pico do HU, menores vazões de pico do HU e menores vazões de pico do hidrograma resultante, como é descrito adiante.

Por fim, a ocorrência de $DI < DU$ ou $DI < MP$ em uma minoria dos pixels da bacia (aproximadamente 8% para DU e 10% para MP) pode ser explicada pelo fato de o método DI atribuir um valor mínimo de declividade para os pixels com declividades individuais consideradas baixas, de forma a evitar valores exagerados e irreais ou mesmo situações de indeterminação de cálculo, como mencionado anteriormente. Dessa forma, para os pixels com declividade individual inferior à mínima (que teriam um tempo de deslocamento alto), adota-se o valor mínimo de declividade, que como consequência gera um tempo de deslocamento mais baixo que o real. São esses os pixels que aparecem nos mapas com diferença negativa.

Figura 18: Mapa dos tempos de deslocamento encontrados (min) considerando o método de cálculo das declividades individuais (DI) (em roxo) e mapas da diferença entre os tempos de deslocamento (min) do método DI com os métodos das declividades únicas (DU) e das médias ponderadas (MP) (em cinza).



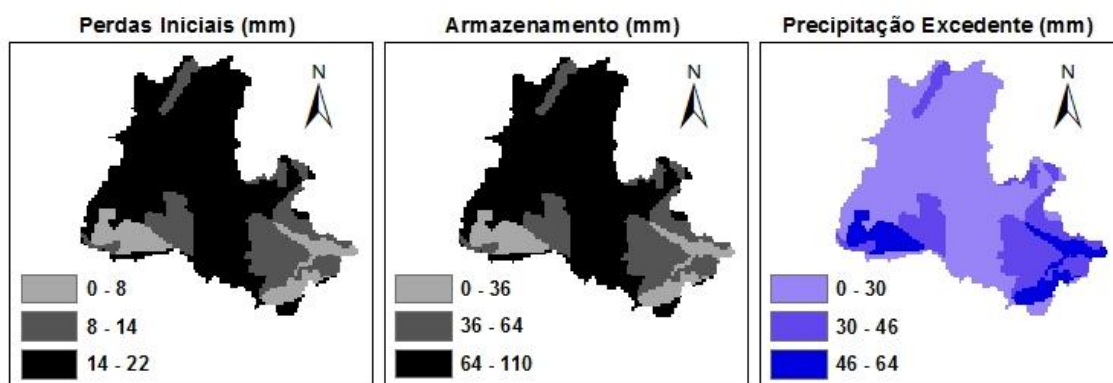
Fonte: Elaboração própria.

4.3 Caracterização da precipitação excedente

O mapa da precipitação excedente utilizada neste estudo está representado na Figura 19, juntamente com o mapa das perdas iniciais e o mapa de armazenamento do solo (S). Os valores obtidos encontram-se divididos em intervalos, que variam entre os mapas. Como mencionado anteriormente, as perdas iniciais e o armazenamento do solo são parâmetros que possuem influência direta na determinação da precipitação excedente.

Analizando o mapa de armazenamento do solo, percebe-se que a maior faixa de valores é a que predomina na área da bacia (64 a 110 mm), fato que pode ser explicado devido à predominância de valores menores de CN nessas áreas. Consequentemente, o mesmo padrão pode ser observado no mapa das perdas iniciais, com valores prevalecendo na faixa máxima de 14 a 22 mm. Tal fato é justificado visto que as perdas iniciais são calculadas em função do armazenamento do solo ($0,2S$). Por outro lado, no mapa de precipitação excedente, a menor faixa de valores é a que domina a área da bacia (0 a 30 mm). A caracterização desses mapas ocorre de forma inversa aos anteriores, pois os valores de precipitação excedente dependem do armazenamento do solo de forma inversamente proporcional, ou seja, quanto maior for a capacidade do solo em armazenar água, menor será a parcela de precipitação que efetivamente gerará escoamento superficial.

Figura 19: Mapas das Perdas iniciais, Armazenamento e Precipitação excedente.



Fonte: Elaboração própria.

4.4 Caracterização dos hidrogramas unitários

De forma análoga à caracterização dos tempos de deslocamento, para a caracterização dos hidrogramas unitários, o método DI foi considerado como padrão e foi feita a diferença

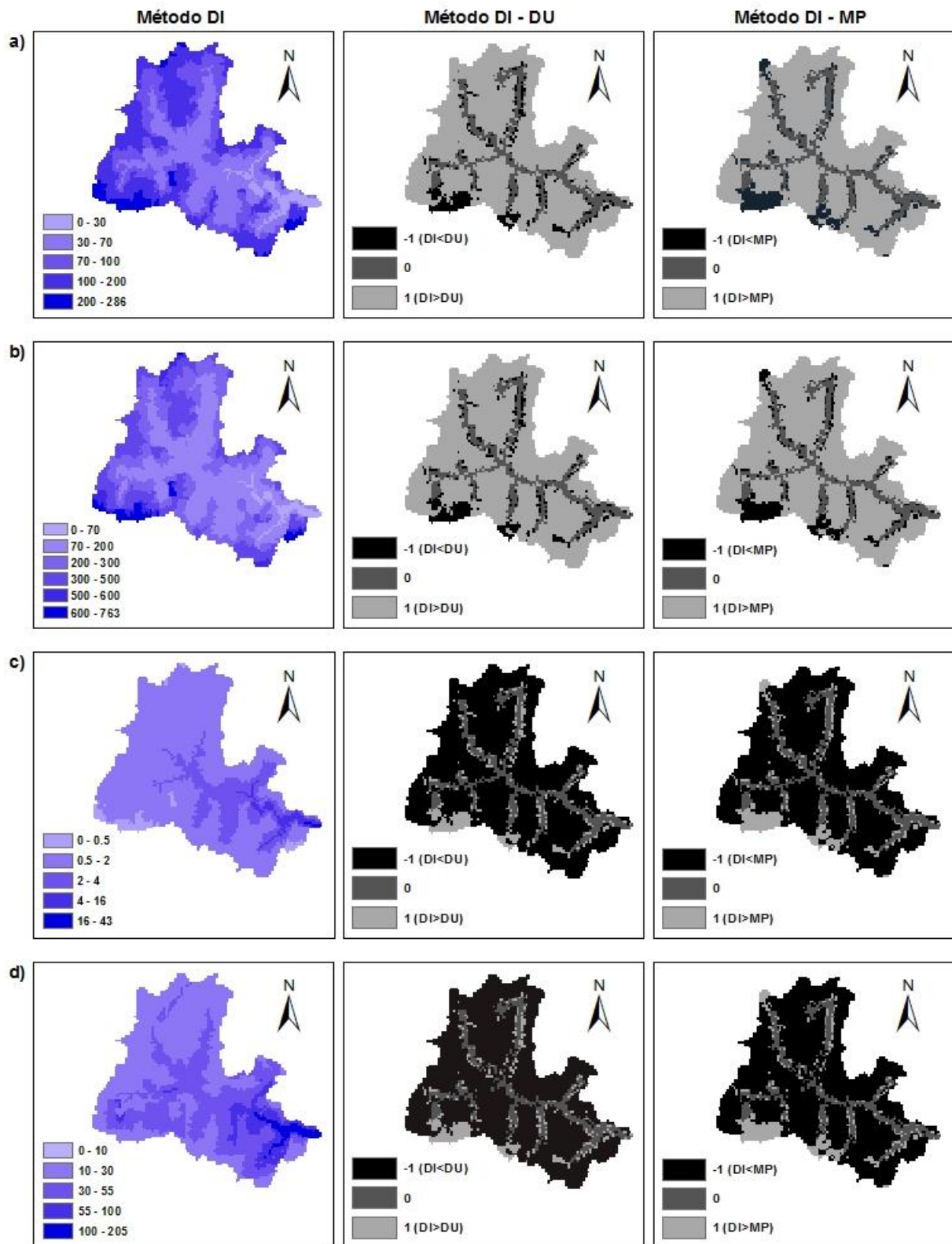
entre seus mapas com os mapas dos métodos DU e MP para identificar de forma mais precisa as diferenças entre eles. Assim, os mapas de tempo de pico, tempo de base e vazão de pico do HU, bem como os mapas das vazões de pico do hidrograma resultante, estão representados na Figura 20. Todos os mapas possuem seus valores divididos em intervalos, de forma a simplificar as análises.

Nos mapas do tempo de pico é possível observar que os maiores tempos de pico são encontrados na região mais distante da rede de drenagem, sendo 285,75h o valor máximo de tempo de pico para o método DI, 355,82h para DU e 441,02h para MP. Esse fato está correlacionado ao que foi discutido na Figura 18, uma vez que o tempo de pico é diretamente proporcional ao tempo de deslocamento. Assim, da mesma forma, prevalecem os pixels nos quais $DI > DU$ e $DI > MP$ e apenas na minoria deles os tempos de pico encontrados para os métodos DU e MP são maiores que os do método DI.

Os mapas do tempo de base seguem o mesmo princípio, já que sua determinação depende diretamente do tempo de pico. Os valores máximos encontrados para os métodos DI, DU e MP foram 762,95 h, 950,05 h e 1177,52 h, respectivamente.

Os mapas de vazão de pico, entretanto, comportam-se de maneira inversa aos de tempo de pico e, conseqüentemente, aos de tempo de base e de deslocamento. Quanto maiores forem esses tempos, menores serão as vazões de pico correspondentes, pois será necessário um tempo maior até que toda a bacia contribua com escoamento no exutório. Como resultado, as vazões acabam sendo mais bem distribuídas ao longo do tempo e o hidrograma passa a ter uma forma menos acentuada. Para os três métodos, o valor máximo de vazão de pico obtido foi de 42,78 l/s. Ao comparar o método DI com os demais, percebe-se que nesse caso prevalecem os pixels nos quais $DI < DU$ e $DI < MP$, já que o método DI apresenta os maiores valores de tempos de deslocamento, de pico e de base. A mesma interpretação pode ser feita para os mapas do hidrograma resultante, mostrados na letra (d) da mesma figura.

Figura 20: Tempo de pico do HU - h (a), Tempo de base do HU - h (b), Vazão de pico do HU - l/s (c) e Vazão de pico do hidrograma resultante - l/s (d) considerando o método das declividades individuais (DI) (em roxo) e a diferença entre o método DI com os métodos das declividades únicas (DU) e das médias ponderadas (MP) (em cinza).

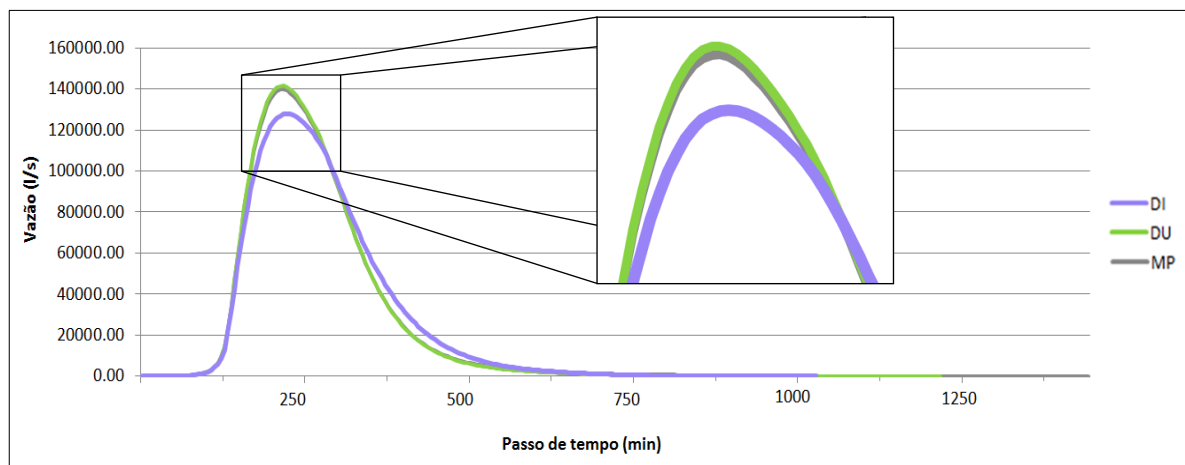


Fonte: Elaboração própria.

4.5 Caracterização dos hidrogramas resultantes

A Figura 21 mostra os hidrogramas resultantes obtidos para cada método em estudo. Como é possível observar, os hidrogramas dos métodos DU e MP são bastante similares, mas o método DU apresenta vazões de pico ligeiramente maiores. Já o hidrograma do método DI, por outro lado, apresenta as menores vazões de pico, refletindo o que foi exposto anteriormente, pois como esse método gerou os maiores valores de tempo de deslocamento, consequentemente, obteve os maiores valores de tempo de pico do HU e as menores vazões de pico do HU e do hidrograma resultante. Nesse sentido, pode-se quantificar uma diferença de 8,4% entre as vazões máximas dos métodos DI e MP, de 1,3% entre as vazões máximas dos métodos MP e DU e de 9,7% entre os métodos DI e DU.

Figura 21: Hidrogramas resultantes.



Fonte: Elaboração própria.

5 CONCLUSÃO

Este trabalho mostrou-se ser de grande valia para a investigação da influência do cálculo da declividade na simulação chuva-vazão com abordagem distribuída e utilizando o método NRCS-CN-HU. Os dados mostraram que os valores de tempo de deslocamento encontrados para o método de cálculo DI foram maiores que os dos métodos DU e MP, que por sua vez, foram bastante semelhantes entre si. Isso gerou maiores tempos de pico do HU para DI e conseqüentemente, menores vazões de pico do HU e menores vazões de pico do hidrograma resultante.

Apesar das diferenças encontradas, elas não foram tão significativas a ponto de invalidar os resultados obtidos ou prejudicar de alguma forma o processo de cálculo da transformação chuva-vazão. Nesse sentido, os métodos de cálculo das declividades na superfície mostraram possuir pequena influência na determinação do hidrograma resultante da bacia, com variação máxima da vazão de pico de apenas 9,7%. Para estudos práticos que venham a utilizar tais hidrogramas para dimensionamento de estruturas ou seleção de alternativas de projeto, tal variação poderá não ter efeito. Assim, caberá ao usuário analisar e escolher a metodologia que mais se adequa às suas condições, preferências e dados disponíveis.

Além disso, os resultados obtidos nesta pesquisa são referentes ao estudo de caso e às condições determinadas. A adoção de outra IDF, tempo de retorno ou MDE com resolução diferente, por exemplo, poderia impactar de alguma forma nos resultados obtidos e a aplicação da metodologia em outras bacias de maior porte ou com relevos mais acentuados poderia induzir a obtenção de maiores discrepâncias entre os métodos estudados.

Deve-se salientar, entretanto, que o método das declividades individuais (DI) apresenta-se como mais próximo da representação da realidade da superfície, por considerar as declividades incrementais pixel a pixel ao longo da superfície, enquanto os métodos das declividades únicas (DU) e das médias ponderadas (MP) fazem apenas simplificações da declividade da superfície. Dessa forma, como os três métodos podem ser calculados de forma automatizada em linguagens de programação, através de rotinas como a que foi utilizada neste trabalho, a complexidade e tempo de execução dos três é praticamente a mesma. Diante disso, para o cálculo das declividades visando à simulação chuva-vazão com abordagem distribuída, recomenda-se a utilização do método DI.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BAPTISTA, M.; NASCIMENTO, N.; BARRAUD, S. **Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana**. Porto Alegre: Associação Brasileira de Recursos Hídricos - ABRH, 318 p., 2 ed., 2011.

CAHILL, T. H. **Low Impact Development and Sustainable Stormwater Management**. Nova Jersey: John Wiley & Sons, 312 p., 1 ed., 2012.

CANHOLI, A. P. **Drenagem Urbana e Controle de Enchentes**. São Paulo: Oficina de Textos, 302 p., 2 ed., 2005.

CASTRO, V. L. S.; LIMA, D. M.; COSTA, A.H.A.; PAZ, A. R. **Processamento de modelo digital de elevação para estimativa do tempo de percurso do escoamento superficial**. Anais do XVII Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto - SBSR, João Pessoa (PB), Brasil, p. 6305-6312, 2015.

CETESB. **Drenagem urbana: manual de projeto**. São Paulo: CETESB/ASCETESB, 3 ed., 1986.

COLLISCHONN, W.; DORNELLES, F. **Hidrologia para Engenharia e Ciências Ambientais**. Porto Alegre: Associação Brasileira de Recursos Hídricos - ABRH, 336p., 1 ed., 2013.

CEPA (COMISSÃO ESTADUAL DE PLANEJAMENTO AGRÍCOLA - PB). **Zoneamento agropecuário do Estado da Paraíba: Relatório**. João Pessoa, vol.2, 1978.

CORREIA, F. N. **Métodos de análise e determinação de caudais de cheia**. Laboratório Nacional de Engenharia Civil - LNEC, Lisboa, Portugal, 380 p., 1983.

COSTA, A. H. A. **Simulação dos impactos da urbanização sobre as inundações urbanas na bacia hidrográfica do rio Cuiá (PB)**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Urbana e

Ambiental, Centro de Tecnologia, Universidade Federal da Paraíba - UFPB, João Pessoa, 91p., 2013.

IBGE. Estimativas populacionais para os municípios e para as Unidades da Federação brasileiros. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística, 2016.

IPH. Plano diretor de drenagem urbana: Manual de drenagem urbana. Porto Alegre: Instituto de Pesquisas Hidráulicas/Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Departamento de Esgotos Pluviais, 167 p., vol. 6, 2005.

KIBLER, D. F. Desk-top Methods for Urban Stormwater Calculation. Urban Stormwater Hydrology, American Geophysical Union - USA, Washington DC: KIBLER, D. F., p. 87-35, 1982.

LIMA, D. M. Hidrograma unitário via geoprocessamento para a simulação do impacto da urbanização sobre a geração de escoamento. Projeto PIVIC (Programa Institucional de Voluntariado em Iniciação Científica) da Universidade Federal da Paraíba, 2015.

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

MELESSE, A. M.; GRAHAM, W. D. Storm Runoff Prediction Based on a Spatially Distributed Travel Time Method Utilizing Remote Sensing and GIS. Journal of the American Water Resources Association (JAWRA), vol. 40, n. 4, p. 863-879, 2004.

MELLO, A. J. Q. Rios e Chuvas do Brasil: Novos métodos e Tabelas de Hidrologia. Curitiba (PR): Edição do Autor, Impresso Editora A M. Cavalcante Cia Ltda, 1973.

PAULINO, P. F. Estudo sobre a sensibilidade dos parâmetros do método SCS na determinação de hidrogramas de cheia em bacias urbanas. Dissertação de Mestrado em Ciências: Engenharia Hidráulica e Saneamento, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo - USP, 128 p., 2014.

PAZ, A. R. **Hidrologia Aplicada**. Caxias do Sul, Universidade Estadual do Rio Grande do Sul - UERGS, 138p., 2004.

PAZ, A. R.; COLLISCHONN, W. **Derivação de rede de drenagem a partir de dados do SRTM**. Revista Geográfica Acadêmica, vol.2, n.2, p. 84-95, 2008.

PFAFSTETTER, O. **Chuvas Intensas no Brasil**. Rio de Janeiro: DNOS, 419p., 1982.

REIS, A. L. Q. **Índice de sustentabilidade aplicado à bacia do rio Cuiá – João Pessoa (PB)**. Dissertação de Mestrado em Desenvolvimento e Meio Ambiente, PRODEMA, Universidade Federal da Paraíba - UFPB, João Pessoa, 137 p., 2010.

SÃO PAULO (cidade). **Manual de drenagem e manejo de águas pluviais: aspectos tecnológicos e fundamentos**. São Paulo: SMDU, vol.2, 2012.

SILVA, G. B. L. **Avaliação experimental sobre a eficiência de superfícies permeáveis com vistas ao controle do escoamento superficial em áreas urbanas**. Tese de Doutorado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos, Universidade de Brasília - UNB, 199 p., 2006.

SILVA, L. P. **Modelagem e Geoprocessamento na identificação de áreas de risco de inundação e erosão na bacia do Rio Cuiá**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Urbana, Universidade Federal da Paraíba - UFPB, João Pessoa, 114 p., 2007.

SILVA, L. P.; SANTOS, C. A. G. **Análise espacial dos riscos de erosão e inundação na bacia do rio Cuiá**. Revista Brasileira de Recursos Hídricos - RBRH, vol.15, n.3, p. 21-32, 2010.

SILVEIRA, A. L. L. **Desempenho de fórmulas de tempo de concentração em bacias urbanas e rurais**. Revista Brasileira de Recursos Hídricos - RBRH, vol. 10, n.1, p. 5-23, 2005.

SILVEIRA, A. L. L. **Fator de Pico para Hidrogramas Unitários Sintéticos Triangulares.** Revista Brasileira de Recursos Hídricos - RBRH, vol. 21, n.1, p. 46-52, 2016.

SOUZA, V. C. B. **Estudo experimental de trincheiras de infiltração no controle da geração de escoamento superficial.** Tese de Doutorado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS, 151 p., 2002.

SOUZA, C. F.; CRUZ, M. A.; TUCCI, C. E. M. **Desenvolvimento urbano de baixo impacto: planejamento e tecnologias verdes para a sustentabilidade das águas urbanas.** Revista Brasileira de Recursos Hídricos - RBRH, vol. 17, n. 2, p. 9-18, 2012.

TASSI, R. **Efeito dos microreservatórios de lote sobre a macrodrenagem urbana.** Dissertação de Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS, 156 p., 2002.

TOMAZ, P. **Cálculos hidrológicos e hidráulicos para obras municipais.** São Paulo: Editora Navegar, 1 ed., 2002.

TOMAZ, P. **Método do SCS.** Curso de Manejo de Águas Pluviais, cap. 38, 26 p., 2013.

TUCCI, C.E.M.; PORTO, R.L.L.; BARROS, M.T. **Drenagem Urbana.** Coleção ABRH de Recursos Hídricos, Porto Alegre: Editora da UFRGS; vol. 5, 428 p, 1995.

TUCCI, C. E. M. **Plano Diretor de Drenagem Urbana: Princípios e Concepção.** Revista Brasileira de Recursos Hídricos - RBRH, vol. 2, n. 2, p. 5-12, 1997.

TUCCI, C. E. M. **Modelos hidrológicos.** Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS/Associação Brasileira de Recursos Hídricos, 1998.

TUCCI, C. E. M. **Gerenciamento da drenagem urbana.** Revista Brasileira de Recursos Hídricos - RBRH, vol. 7, n. 1, p. 5-27, 2002.

TUCCI, C. E. M. **Parâmetros do hidrograma unitário para bacias urbanas brasileiras.** Revista Brasileira de Recursos Hídricos - RBRH, vol. 8, n. 2, p. 195-199, 2003.

TUCCI, C. E. M. **Gestão de águas pluviais urbanas. Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental.** Ministério das Cidades, Saneamento para Todos, vol. 4, 194 p., 2005.

USDA. **Urban Hydrology for Small Watersheds.** Technical Release 55, The U.S. Department of Agriculture - USDA, 1986.

ZUAZO, V.; GIRONAS J.; NIEMANN J.D. **Assessing the impact of travel time formulations on the performance of spatially distributed travel time methods applied to hillslopes.** Journal of Hydrology, n. 519, p.1315-1327, 2014.