



Universidade Federal da Paraíba

Centro de Tecnologia

**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL
– MESTRADO –**

**INTEGRAÇÃO DE ALGORITMOS GENÉTICOS AO MODELO
HIDROLÓGICO SWMM NA OTIMIZAÇÃO DE SISTEMAS DE
DRENAGEM URBANA SUSTENTÁVEL**

Por

Moana Duarte Lopes

*Dissertação de Mestrado apresentada à Universidade Federal da Paraíba
para obtenção do grau de Mestre*

João Pessoa – Paraíba

Agosto de 2020



Universidade Federal da Paraíba

Centro de Tecnologia

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E

AMBIENTAL

– MESTRADO –

**INTEGRAÇÃO DE ALGORITMOS GENÉTICOS AO MODELO
HIDROLÓGICO SWMM NA OTIMIZAÇÃO DE SISTEMAS DE
DRENAGEM URBANA SUSTENTÁVEL**

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal da Paraíba, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre.

Moana Duarte Lopes

Orientador: Gustavo Barbosa Lima da Silva

João Pessoa – Paraíba

Agosto de 2020

Catálogo na publicação
Seção de Catalogação e Classificação

L864i Lopes, Moana Duarte.

Integração de algoritmos genéticos ao modelo hidrológico SWMM na otimização de sistemas de drenagem urbana sustentável / Moana Duarte Lopes. - João Pessoa, 2020.

139 f. : il.

Orientação: Gustavo Barbosa Lima da Silva.
Dissertação (Mestrado) - UFPB/CT.

1. Drenagem urbana. 2. Modelagem hidrológica. 3. Otimização multiobjetivo. 4. Algoritmos genéticos. I. Silva, Gustavo Barbosa Lima da. II. Título.

UFPB/BC

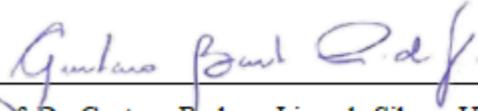
CDU 628.2(043)

MOANA DUARTE LOPES

**INTEGRAÇÃO DE ALGORITMOS GENÉTICOS AO MODELO
HIDROLÓGICO SWMM NA OTIMIZAÇÃO DE SISTEMAS DE
DRENAGEM URBANA SUSTENTÁVEL**

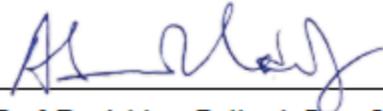
Dissertação aprovada em 20/08/2020 como requisito para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental do Centro de Tecnologia da Universidade Federal da Paraíba.

BANCA EXAMINADORA:



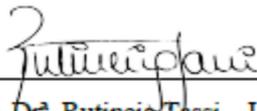
Prof. Dr. Gustavo Barbosa Lima da Silva – UFPB

(Orientador)



Prof. Dr. Adriano Rolim da Paz – UFPB

(Examinador Interno)



Prof. Dr. Rutineia Tassi – UFSM

(Examinador Externo)

Este trabalho foi escrito, em parte, durante uma das maiores pandemias vividas na história. Dedico-o a todos os trabalhadores chave que precisaram se expor todos os dias para que a maioria de nós pudesse ficar em casa, cumprindo a quarentena.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de registrar meu agradecimento a alguns órgãos e instituições sem os quais não teria sido possível realizar este trabalho.

À *Computational Hydraulics International (CHI)* pela concessão da licença de uso do *software* PCSWMM.

Ao grupo de pesquisa em drenagem urbana do **Programa de Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos da UnB**, à **NOVACAP** e à **Adasa** pelo fornecimento das ortofotos e do traçado da rede de drenagem.

Ao Ministério da Educação, na pessoa de **Fernando Haddad**, durante os Governos dos ex-Presidentes **Lula** e **Dilma** pela instituição do REUNI, que permitiu a criação do curso de Engenharia Ambiental na UFPB, e do Ciências sem Fronteiras, que proporcionou um dos anos de maiores amadurecimentos pessoais e acadêmicos da minha vida.

E à **CAPES** pela bolsa de mestrado concedida.

O mestrado, assim como a vida, é uma jornada na qual nem sempre somos nós quem seguramos o leme e indicamos a direção. Por vezes, quando estamos inseguros ou perdidos, são outros que nos indicam o caminho e nos auxiliam para que possamos concluir nossos objetivos. Gostaria de agradecer a algumas das pessoas que, em muitas ocasiões, seguraram o leme da minha jornada e me ajudaram a chegar onde estou hoje.

A **Gustavo** por ser um excelente professor e orientador. Por toda a ajuda, incentivo, paciência, orientação, indicações de filmes e músicas e conversas sobre a atual conjuntura política do Brasil. Um exemplo de pessoa e de profissional.

Aos meus pais, **Henrique** e **Myrna**, que me ofereceram e continuam a oferecer um mundo de oportunidades e amor e que me inspiram a dar o meu melhor todos os dias. É a eles que eu dedico todas as minhas conquistas e vitórias.

Ao meu irmão e minha cunhada, **Yuri** e **Marília**, exemplos de pessoas e de profissionais que amam o seu trabalho e o exercem com excelência, por todo o apoio e carinho.

Aos meus tios **Atílio**, **Jane**, **Marcos** e **Liliane** e ao meu primo **Yagor** por toda a torcida ao longo dos anos. Em especial ao meu tio **Ibanez** por todas as águas de coco e castanhas para me ajudar nos dias e noites de estudos.

A **Guia**, por toda dedicação e carinho.

A **Rodrigo Andrade**, por ter me explicado sobre as peculiaridades urbanas de Brasília com seu jeito peculiar.

A **Walter Honorato**, pela ajuda com os cálculos financeiros.

A **Iago Nery**, por ter compartilhado comigo dois anos de amadurecimento, aventuras, respeito e compreensão.

Aos **Migs**, que fizeram com que o caminho da graduação à pós-graduação tivesse sido o melhor possível com muita parceria, estudos, desafios, compreensão, diversão e amizade. Em especial, gostaria de agradecer a **Cassio Lemos** por toda a ajuda e apoio durante as disciplinas cursadas no mestrado, a **André e Vanessa Honorato/Wortmann** pela ajuda na revisão do *abstract* e a **Camila Porto e Renan Honorato** por sempre estarem comigo nos melhores e piores momentos e por sempre me lembrarem de acender a luz nas horas mais escuras.

À **Irmadade**, por todos os momentos de descontração, karaokê, debates políticos acalorados, filmes e jogatinas nesses últimos anos. Agradeço por todas as nossas diferenças que me fizeram amadurecer enormemente.

A **Igor Malheiros** pela ajuda quando eu estava começando a adentrar no tema de Algoritmos Genéticos.

A **Marina** pela amizade, indicação de filmes ruins, apoio e papos existenciais.

Ao grupo de orientandos do Professor Gustavo (**Deborah, Thalita e Ely**) pela troca de ajudas, dados e informações. Em especial a **Camila Mello** por ter revezado comigo as posições de “pessoa que está surtando” e “pessoa que está calma para acalmar a outra”.

Ao PPGECÃO da fazendinha (**Camila, Regis e Lairanne**) por toda a ajuda, alegria, momentos de descontração e surtos coletivos durante o mestrado.

À minha psicóloga, **Máude**, por ajudar a manter minha saúde mental em tempos difíceis.

A **Cosmo** por me ensinar todos os dias sobre mim mesma, sobre respeito e sobre a vida e por ser minha dose diária de sentimentos bons.

E a todos que de uma maneira ou de outra fizeram parte dessa jornada.

“E agora, – disse Max – que comece a balbúrdia!”

(Maurice Sendak, 1963)

RESUMO

Elevadas taxas de impermeabilização do solo, intensificadas pela urbanização, vêm contribuindo fortemente para a ocorrência de alagamentos e inundações ao redor do mundo. De forma a mitigar esses impactos, as técnicas de Desenvolvimento de Baixo Impacto (LID) buscam preservar as condições hidrológicas de uma bacia próximas àquelas de pré-urbanização a partir do uso de sistemas de controles distribuídos. Porém, a utilização dessas técnicas está associada a diversos desafios de planejamento, incluindo o dimensionamento das estruturas de controle, devido a grandes quantidades de variáveis envolvidas e à necessidade de atender a múltiplos objetivos simultaneamente. Neste contexto, a aplicação de modelos de simulação hidrológica integrados a técnicas de otimização vem sendo recentemente explorada como uma maneira de auxiliar no planejamento desses cenários. Esse trabalho se propôs a verificar a aplicabilidade de uma adaptação do Algoritmo Genético NSGA-II, junto ao modelo hidrológico SWMM, para subsidiar o dimensionamento ótimo de cenários LIDs, buscando reduções do escoamento superficial e dos custos de implantação e manutenção para diferentes tempos de retorno. Os cenários consideraram a implementação de pavimentos permeáveis, telhados verdes e células de biorretenção de forma individual e combinada. Os resultados mostraram que o modelo foi capaz de encontrar uma grande variedade de soluções ótimas para diversos níveis de redução do escoamento superficial, a diferentes custos associados, para todos os casos avaliados. Cada cenário apresentou diferentes relações de custo-eficiência entre as soluções ótimas obtidas e de *trade-off* entre as funções objetivo definidas, de acordo com as limitações e potencialidades dos LIDs utilizados e da complexidade envolvida no cenário. Com relação à aplicabilidade do modelo como método de dimensionamento das estruturas de controle, percebeu-se que diversas soluções ótimas apresentaram espessuras das camadas de substrato e armazenamento superdimensionadas e que o modelo apresentou dificuldades em considerar áreas iguais a zero em todos os cenários. Neste sentido, sugeriu-se maneiras de aperfeiçoar o modelo buscando contornar esses problemas. Por fim, para os parâmetros de projeto definidos, a inclusão ou exclusão dos custos de manutenção na otimização não alterou de forma significativa a configuração geral das soluções ótimas. No entanto, a importância desses custos não deve ser subestimada pois pode levar a prejuízos econômicos bastante graves.

PALAVRAS-CHAVE: modelagem hidrológica, SWMM, otimização multiobjetivo, Algoritmos Genéticos, LIDs.

ABSTRACT

High rates of soil imperviousness, intensified by urbanization, have been contributing strongly to the occurrence of floods all over the world. In order to mitigate these impacts, Low Impact Development (LID) techniques seek to preserve the hydrology of urban catchments closer to pre-development conditions by using distributed stormwater control systems. Nevertheless, the application of these techniques is associated with a variety of challenges, including the design of the LID controls, due to the great number of variables involved and the need to attend to multiple objectives simultaneously. Within this context, the application of hydrologic simulation models integrated with optimization techniques is being recently explored as an alternative to assist the planning of LID scenarios. This work aims to verify the applicability of an adaptation of the Genetic Algorithm NSGA-II, together with the hydrologic model SWMM, to assist the optimal design of LID scenarios seeking to reduce the stormwater runoff and the implementation and maintenance costs on different return periods. The scenarios have considered the implementation of permeable pavements, green roofs and bioretention cells either individually or integrated. The results showed that the model was capable of finding a great variety of optimal solution on various levels of runoff reduction, at different costs, to all situations considered. Each scenario presented different cost-efficiency and trade-off trends for the optimal solutions and the objective functions, respectively, according to the limitations and potentials of the correspondent LID and with the complexity of the scenario. Regarding the applicability of the optimization model as a LID design method, it was observed that various optimal solutions presented an oversizing of the storage and soil layer. Besides that, it was possible to notice that the model also presented difficulties to consider null areas for all scenarios. Therefore, suggestions on how to improve the model have been made to solve the identified problems. At last, considering the adopted project parameters, the inclusion or exclusion of the maintenance costs in the optimization process did not alter significantly the general configuration of the optimal solutions. However, the importance of these costs cannot be underestimated otherwise it can lead to quite serious economic damages.

KEYWORDS: Hydrologic modeling, SWMM, multi-objective optimization, Genetic Algorithm, LIDs.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. OBJETIVO GERAL	4
1.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	4
2. REFERENCIAL TEÓRICO	6
2.1. EFEITOS DA URBANIZAÇÃO NA DRENAGEM URBANA	6
2.2. EVOLUÇÃO DO SISTEMA DE DRENAGEM.....	7
2.3. DRENAGEM SUSTENTÁVEL.....	9
2.3.1. <i>Células de biorretenção</i>	12
2.3.2. <i>Pavimentos permeáveis</i>	13
2.3.3. <i>Telhados verdes</i>	14
2.3.4. <i>Eficiência dos LIDs no controle do escoamento superficial</i>	16
2.4. O MODELO SWMM (<i>STORM WATER MANAGEMENT MODEL</i>)	18
2.5. OTIMIZAÇÃO MULTIOBJETIVO	20
2.5.1. <i>Algoritmos Genéticos</i>	22
3. MATERIAIS E MÉTODOS	29
3.1. DESCRIÇÃO GERAL DA METODOLOGIA.....	29
3.2. ÁREA DE ESTUDO	30
3.3. MODELAGEM HIDROLÓGICA.....	33
3.3.1. <i>Modelagem hidrológica no SWMM/PCSWMM</i>	33
3.3.3.1. <i>Escoamento superficial</i>	33
3.3.3.2. <i>Propagação de escoamento nas galerias</i>	36
3.3.3.3. <i>Modelos de infiltração</i>	36
3.3.3.4. <i>Modelagem dos LIDs</i>	37
3.3.2. <i>Discretização da área de estudo</i>	41
3.3.3. <i>Parâmetros das sub-bacias</i>	43
3.3.4. <i>Chuvas de projeto</i>	44
3.3.5. <i>LIDs: sub-bacias e parâmetros</i>	46
3.4. CENÁRIOS CONSIDERADOS.....	51
3.5. ANÁLISE DE CUSTOS	54
3.6. MODELO DE OTIMIZAÇÃO MULTIOBJETIVO PROPOSTO	56
3.6.1. <i>Funções objetivo e variáveis de decisão</i>	56
3.6.2. <i>Parâmetros do Algoritmo Genético</i>	58
3.6.3. <i>Código das funções objetivo e integração MATLAB-SWMM</i>	60
4. RESULTADOS E DISCUSSÃO	64
4.1. IMPACTO DA URBANIZAÇÃO NO ESCOAMENTO SUPERFICIAL	64
4.2. ANÁLISE CUSTO-EFICIÊNCIA DAS SOLUÇÕES OTIMIZADAS	65
4.2.1. <i>Cenário 2 – Pavimentos permeáveis</i>	66
4.2.2. <i>Cenário 3 – Telhados verdes</i>	74

4.2.3. <i>Cenário 4 – Combinação de controles LIDs</i>	82
4.3. EFICÁCIA DO MODELO DE OTIMIZAÇÃO COMO MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO DE ÁREAS E ESPESSURAS DOS LIDS.....	94
4.4. IMPACTO DOS CUSTOS DE MANUTENÇÃO NAS SOLUÇÕES OTIMIZADAS	97
5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	106
6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	113

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Desenho esquemático da célula de biorretenção.	12
Figura 2. Desenho esquemático do pavimento permeável.....	14
Figura 3. Desenho esquemático do telhado verde.	15
Figura 4. Representação esquemática da formação de uma frente de Pareto. (a) Espaço de busca ou de decisão (b) Espaço das funções objetivo.....	21
Figura 5. Comportamento padrão dos AGs.....	23
Figura 6. Representação esquemática do processo de <i>crossover</i>	26
Figura 7. Representação esquemática do processo de mutação.	27
Figura 8. Representação esquemática do elitismo no NSGA-II.....	28
Figura 9. Fluxograma da metodologia geral aplicada na dissertação.	30
Figura 10. Localização da área de estudo.	31
Figura 11. Traçado da rede de microdrenagem da bacia em estudo e diâmetro de cada trecho (em metros).....	32
Figura 12. Representação esquemática do parcelamento da sub-bacia em área permeável (A1), área impermeável com armazenamento em depressões (A2) e área impermeável sem armazenamento em depressões (A3).....	34
Figura 13. Modelo de reservatório não linear de uma bacia no SWMM.....	34
Figura 14. Representação esquemática dos processos hidrológicos e das camadas dos LIDs no SWMM.	38
Figura 15. Representação esquemática da subdivisão da sub-bacia e direcionamento de escoamento superficial antes e depois da implementação de LIDs.	39
Figura 16. Discretização da área de estudo e área de contribuição dos PVs (J).....	42
Figura 17. Sub-bacias discretizadas de acordo com o uso do solo da bacia.	43
Figura 18. Hietograma de projeto para $Tr = 10$ anos.....	46
Figura 19. Hietograma de projeto para $Tr = 25$ anos.....	46
Figura 20. Hietograma de projeto para $Tr = 50$ anos.....	46
Figura 21. Localização dos elementos de controle adotados (BT: biorretenção; PP: pavimento permeável; TV: telhado verde) e áreas das suas sub-bacias.	48
Figura 22. Desenhos esquemáticos dos componentes dos LIDs adotados e fluxos de entrada e saída de água. (a) Célula de biorretenção. (b) Pavimento permeável. (c) Telhado verde.	49
Figura 23. Direcionamento do escoamento gerado nos telhados/telhados verdes.	53

Figura 24. Desenho esquemático do direcionamento do escoamento superficial de telhados para pavimentos permeáveis e células de biorretenção.	53
Figura 25. Variáveis de decisão definidas e dimensões fixas dos elementos de controle. ..	58
Figura 26. Situações consideradas para cada cenário no estudo. Em verde os cenários de referência e em vermelho os cenários otimizados.	62
Figura 27. Resumo do processo de otimização. Em verde, processos que ocorrem na <i>toolbox</i> de otimização do MATLAB. Em vermelho, processos que ocorrem dentro do código das funções objetivo e de integração do MATLAB com o SWMM.....	63
Figura 28. Hidrogramas dos cenários de pré e pós-urbanização (sem a utilização de LIDs).	64
Figura 29. Frentes de Pareto obtidas para o Cenário 2 em todos os tempos de retorno.	67
Figura 30. Reduções de vazão de pico e volume total escoado e seus respectivos custos totais (implantação e manutenção) - Cenário 2.....	67
Figura 31. Relação entre a redução de vazão de pico e a redução de volume total escoado - Cenário 2.	68
Figura 32. Relação entre a ocupação dos pavimentos permeáveis e suas respectivas reduções de vazão de pico e volume – Cenário 2.....	71
Figura 33. Frentes de Pareto obtidas para o Cenário 3 em todos os tempos de retorno.	75
Figura 34. Reduções de vazão de pico e volume total escoado e seus respectivos custos totais (implantação e manutenção) - Cenário 3.....	75
Figura 35. Relação entre a redução de vazão de pico e a redução de volume total escoado - Cenário 3.	76
Figura 36. Relação entre a ocupação dos telhados verdes e suas respectivas reduções de vazão de pico e volume – Cenário 3.	79
Figura 37. Frentes de Pareto obtidas para o Cenário 4 em todos os tempos de retorno.	83
Figura 38. Reduções de vazão de pico e volume total escoado e seus respectivos custos totais (implantação e manutenção) - Cenário 4.....	84
Figura 39. Relação entre a redução de vazão de pico e a redução de volume total escoado - Cenário 4.	85
Figura 40. Relação entre a ocupação total de LIDs e suas respectivas reduções de vazão de pico e volume - Cenário 4.	87
Figura 41. Relação entre a ocupação de cada LID e suas respectivas reduções de vazão de pico e volume – Cenário 4.....	88

Figura 42. Funcionamento do pavimento permeável a cada intervalo de tempo (Solução 5, PP 1, Cenário 4, Tr = 10).	96
Figura 43. Funcionamento da célula de biorretenção a cada intervalo de tempo (Solução 5, BT 1, Cenário 4, Tr = 10).....	96
Figura 44. Reduções de vazão de pico e volume e seus respectivos custos associados para as Situações I (implantação + manutenção) e II (implantação) - Cenários 2, 3 e 4.....	98
Figura 45. Relação entre a ocupação total de LIDs e suas respectivas reduções de vazão de pico e volume - Cenários 2, 3 e 4 (Situações I e II).....	99
Figura 46. Relação entre a ocupação de cada LID e suas respectivas reduções de vazão de pico e volume – Cenário 4 (Situações I e II).	100
Figura 47. Reduções de vazão de pico e de volume com seus custos associados de implantação, manutenção e totais para o Cenário 4 (Situações I e II).	103
Figura 48. Reduções de vazão de pico e de volume com seus respectivos custos associados de implantação para cada LID - Cenário 4 (Situações I e II).	104
Figura 49. Reduções de vazão de pico e de volume com seus respectivos custos associados de manutenção para cada LID - Cenário 4 (Situações I e II).	104

LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Distribuição do uso do solo na área de estudo.	31
Tabela 2. Principais diferenças entre os elementos de controle adotados.....	47
Tabela 3. Valores adotados para os parâmetros das células de biorretenção.	49
Tabela 4. Valores adotados para os parâmetros dos pavimentos permeáveis.	50
Tabela 5. Valores adotados para os parâmetros das células dos telhados verdes.....	51
Tabela 6. Custos unitários referentes aos componentes dos LIDs utilizados.....	55
Tabela 7. Valores adotados para os parâmetros do Algoritmo Genético.	60
Tabela 8. Vazões de pico (Q_p) e volumes totais escoados (V) obtidos para os Cenários 0 e 1.	65
Tabela 9. Valores de vazão de pico, volume total escoado e custos associados obtidos nas soluções ótimas para três níveis de redução diferentes ($Q_p =$ Máxima, 50% e 30%; $V =$ Máxima, 50% e 30%) – Cenário 2.....	70
Tabela 10. Ocupações de pavimentos permeáveis obtidas nas soluções ótimas para três níveis de redução diferentes ($Q_p =$ Máxima, 50% e 30%; $V =$ Máxima, 50% e 30%).	72
Tabela 11. Áreas ocupadas (%) pelos pavimentos permeáveis (azul) e espessuras (mm) das suas camadas de armazenamento (vermelho) para diferentes níveis de redução de Q_p e de V – Cenário 2.	72
Tabela 12. Espessuras das camadas de armazenamento maiores e menores que a média dos limites impostos - Cenário 2.....	73
Tabela 13. Valores de vazão de pico, volume total escoado e custos associados obtidos nas soluções ótimas para três níveis de redução diferentes ($Q_p =$ Máxima, 25% e 15%; $V =$ Máxima, 10% e 5%) – Cenário 3.....	78
Tabela 14. Ocupações de telhados verdes obtidas nas soluções ótimas para três níveis de redução diferentes ($Q_p =$ Máxima, 25% e 15%; $V =$ Máxima, 10% e 5%).	79
Tabela 15. Áreas ocupadas (%) pelos telhados verdes (azul) e espessuras (mm) das suas camadas de substrato (vermelho) para diferentes níveis de redução de Q_p e V – Cenário 3.	80
Tabela 16. Espessuras das camadas de substrato maiores e menores que a média dos limites impostos - Cenário 3.	81
Tabela 17. Valores de vazão de pico, volume total escoado e custos associados obtidos nas soluções ótimas para três níveis de redução diferentes ($Q_p =$ Máxima, 60% e 40%; $V =$ Máxima, 55% e 35%) – Cenário 4.....	86

Tabela 18. Ocupações de BT, PP, TV e totais obtidas nas soluções ótimas para três níveis de redução diferentes (Q_p = Máxima, 60% e 40%; V = Máxima, 55% e 35%).....	89
Tabela 19. Áreas ocupadas por cada LID (%) e espessuras das suas camadas de armazenamento e de substrato (mm) para diferentes níveis de redução de vazão de pico – Cenário 4. (*Camada de substrato. **Camada de armazenamento.).....	90
Tabela 20. Áreas ocupadas por cada LID (%) e espessuras das suas camadas de armazenamento e de substrato (mm) para diferentes níveis de redução do volume – Cenário 4. (*Camada de substrato. **Camada de armazenamento.).....	91
Tabela 21. Espessuras das camadas de armazenamento e de substrato maiores e menores que a média dos limites impostos - Cenário 4.	92
Tabela 22. Quantidade de espessuras otimizadas das camadas de armazenamento e de substrato maiores e menores que a média - Cenários 2 e 3.....	101
Tabela 23. Quantidade de espessuras otimizadas das camadas de armazenamento e de substrato maiores e menores que a média - Cenário 4.....	102

1. INTRODUÇÃO

O aumento populacional aliado a um intenso processo de urbanização e, conseqüentemente, a uma elevada taxa de impermeabilização do solo faz com que o ciclo natural da água seja alterado, uma vez que grande parte da chuva deixa de infiltrar no solo e de ser interceptada pela vegetação, passando a escoar pela superfície. Essas alterações são responsáveis por agravar e intensificar eventos de inundações e alagamentos em muitas cidades ao redor do mundo, principalmente em países subdesenvolvidos ou em desenvolvimento (Stevaux *et al.*, 2010; Miguez *et al.*, 2012; Zanandrea e Silveira, 2018).

Esses eventos acabam por trazer diversos prejuízos que aparecem na forma de perdas materiais e humanas, interrupção de atividades econômicas, deterioração da água e contaminação da população por doenças de veiculação hídrica (Perez-Pedini *et al.*, 2005; Bean *et al.*, 2007; Mao *et al.*, 2016; Eckart *et al.*, 2018).

De acordo com a ONU (2013), entre 2003 e 2013 cerca de 250 milhões de pessoas foram afetadas anualmente por inundações. No Brasil, entre 2008 e 2013 mais de 1500 municípios foram atingidos por enchentes ou inundações graduais e outros 1500 foram atingidos por enxurradas ou inundações bruscas. Foram mais de 22 mil ocorrências que deixaram cerca de 1 milhão de pessoas desalojadas ou desabrigadas (IBGE, 2014).

Com relação aos países desenvolvidos, o problema não aparece de forma tão intensa, mas ainda se apresenta como um risco para a população. De acordo com a Agência Europeia do Ambiente, mais de 700 eventos de inundação ocorreram no continente entre 2000 e 2016 (*European Environmental Agency*, 2016).

O manejo de águas pluviais torna-se, então, uma pauta essencial quando se trata de estudos urbanos, tendo grande importância econômica, social e ambiental. Neste sentido, a maneira de pensar a drenagem urbana passou por um longo processo de evolução que partiu de um conceito higienista, visando apenas a coleta e o transporte da água para a jusante através de canais e tubulações, e evoluiu para o conceito de drenagem sustentável com a utilização das chamadas técnicas de Desenvolvimento de Baixo Impacto (*Low Impact Development - LID*) (Miguez *et al.*, 2016).

Essas técnicas usam controles distribuídos que buscam mimetizar mecanismos naturais de infiltração, evaporação, interceptação e armazenamento como forma de preservar as condições hidrológicas de uma bacia próximas àquelas de pré-urbanização, e assim, reduzir os impactos quantitativos e qualitativos causados pela urbanização e conseqüente redução de áreas permeáveis (Miguez *et al.*, 2012; Zhou *et al.*, 2018). Dentre elas, pode-se

citar os dispositivos de infiltração, tais como as células de biorretenção, os pavimentos permeáveis e os telhados verdes.

Esses dispositivos podem ser implementados tanto em áreas já existentes, como forma de readequar o ambiente para aliviar o sistema de drenagem e melhorar a sua resiliência a mudanças climáticas, quanto em novas ocupações (Chen *et al.*, 2017; Kourtis *et al.*, 2020). Diversos estudos vêm sendo realizados nesta área nos últimos anos com o objetivo de aprimorar o conhecimento sobre o funcionamento dessas técnicas, bem como desenvolver ferramentas capazes de auxiliar a sua implementação.

O planejamento de cenários LIDs envolve uma série de questões como a definição dos tipos de controles, a quantidade a ser implementada, a disposição dos dispositivos na área e o dimensionamento de suas áreas e de seus componentes (camadas de material poroso, bermas laterais, drenos subterrâneos, etc.). Em situações em que vários controles são viáveis, o número de variáveis envolvidas pode ser suficiente para inviabilizar a análise “manual” de todas as combinações possíveis.

Além disso, a decisão pelo melhor projeto é um processo complexo, que envolve o atendimento a múltiplos objetivos conflitantes. Normalmente, a alternativa ótima deve ser escolhida com base na maximização dos benefícios hidrológicos considerados (redução de vazões máximas, volumes totais escoados e níveis de poluição do escoamento, entre outros) e na minimização dos custos totais envolvidos.

Com relação ao dimensionamento dessas estruturas, existem diversos métodos que vêm sendo utilizados e podem ser encontrados em livros e manuais (Urbonas e Sthare, 1993; Tucci *et al.*, 1995; Western Australia, 2004; IPH, 2005; Baptista *et al.*, 2011; Adasa, 2018b). No entanto, esses métodos, normalmente, permitem dimensionar controles a um nível individual, sem considerar o problema de maneira integrada quando existe mais de um LID na bacia. Além disso, são métodos simplificados que não consideram o funcionamento hidrológico dos controles ou as variações temporais dos processos, nem incluem os aspectos qualitativos do controle do escoamento. Essas limitações podem levar, por exemplo, a dimensões que não sejam adequadas à realidade do problema ou que levem a custos maiores do que o necessário.

Em cenários LIDs com um número considerável de dispositivos, a quantidade de dimensões a serem determinadas pode se tornar extremamente elevada. Cada combinação resulta em um projeto específico, com respectivo custo e desempenho hidrológico. Com isso, a decisão pela solução mais apropriada frente aos objetivos estabelecidos para o projeto se torna uma tarefa bastante difícil ou inviável, que não pode mais ser resolvida de maneira

eficiente por meio de metodologias simplificadas ou associadas a procedimentos de tentativa e erro. Nesse sentido, métodos de dimensionamento que incorporam descrições mais detalhadas do funcionamento das estruturas de controle poderiam levar a dimensionamentos mais eficientes e resultados otimizados.

Dentro desse contexto, a aplicação de modelos de simulação hidrológica integrados a técnicas de otimização tem sido recentemente explorada para auxiliar o planejamento de cenários LIDs. O modelo hidrológico *Storm Water Management Model* (SWMM), por exemplo, desenvolvido pela Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos (EPA), vem sendo bastante utilizado nesta área por permitir a utilização de elementos de controle na simulação de eventos de curta ou de longa duração para avaliação quantitativa e qualitativa do escoamento, além de possuir as vantagens de ter livre acesso e código aberto (Rossman, 2015).

Já os avanços no desenvolvimento dos métodos de otimização baseados em Algoritmos Evolucionários têm permitido superar diversas limitações das técnicas tradicionais de programação linear, programação não linear e programação dinâmica, tais como a dificuldade no tratamento de problemas envolvendo um grande número de variáveis de decisão e de funções objetivo, além de restrições não lineares. Dentro desse contexto, os Algoritmos Genéticos (AGs) vêm chamando atenção em alguns estudos de drenagem urbana pois se apresentam como uma técnica de grande eficiência, permitindo uma busca dentro de problemas complexos e não-lineares, com conflitos de objetivos (Zhang *et al.*, 2013; Wang *et al.*, 2018).

Esses estudos vêm mostrando que a aplicação dos AGs em problemas de otimização multiobjetivo possibilita aos engenheiros utilizarem critérios conflitantes de diferentes naturezas, como limites máximos de volume escoado, de vazão de pico, de área disponível e de custo para que sejam encontradas soluções ótimas dentro dos espaços de busca definidos (Linden, 2012). De forma geral, os resultados obtidos têm revelado um desempenho satisfatório dos AG, com boa convergência para ótimos globais, embora o elevado tempo de processamento ainda seja uma dificuldade reportada sistematicamente por vários pesquisadores.

Apesar do número crescente de trabalhos desenvolvidos no assunto (Giacomoni e Joseph, 2017; Eckart *et al.*, 2019; Alamdari e Sample, 2019), ainda há um vasto campo a ser explorado em novas pesquisas, visto que os problemas abordados até o momento não contemplam a totalidade das variáveis de decisão e objetivos que podem integrar o projeto de cenários LID. As espessuras das camadas de armazenamento e de substrato, por exemplo,

apesar de exercerem um papel essencial no funcionamento hidrológico dos LIDs não aparecem com frequência como variáveis de decisão dos problemas de otimização nos diversos estudos existentes.

Esse trabalho se propõe, portanto, a apresentar um estudo verificando a aplicabilidade de Algoritmos Genéticos para otimização de cenários de implementação de elementos de controle, considerando o dimensionamento de suas áreas e as espessuras de suas camadas subjacentes como as variáveis de decisão. Os LIDs adotados foram: células de biorretenção, pavimentos permeáveis e telhados verdes. A otimização buscou a redução das vazões de pico, dos volumes escoados e dos custos de implantação e manutenção, considerando tempos de retorno de 10, 25 e 50 anos. Para isso, utilizou-se o SWMM como ferramenta para a modelagem hidrológica e uma adaptação do Algoritmo Genético NSGA-II, com elitismo controlado, para a otimização multiobjetivo.

Essa dissertação está dividida em seis capítulos principais. O primeiro é referente à introdução geral do tema em estudo, trazendo a contextualização da problemática abordada, e os objetivos geral e específicos. O segundo capítulo é composto pela revisão bibliográfica, que explora de maneira mais aprofundada os principais conceitos utilizados na construção dessa dissertação. O terceiro capítulo descreve a área de estudo e a metodologia utilizada na pesquisa. O penúltimo capítulo apresenta os resultados obtidos e as discussões pertinentes a eles. Por fim, o último capítulo traz as conclusões desenvolvidas e as sugestões para estudos posteriores.

1.1. Objetivo geral

Este trabalho tem por objetivo aplicar Algoritmos Genéticos, junto ao modelo de simulação hidrológica SWMM, para subsidiar o dimensionamento ótimo de cenários LIDs, buscando uma redução do escoamento superficial e dos custos totais envolvidos na implantação desses cenários.

1.2. Objetivos específicos

- Apresentar uma formulação consistente para o problema que permita extrair relações de custo-eficiência a partir das múltiplas soluções ótimas fornecidas pelo modelo;

- Analisar as relações de custo-eficiência das soluções otimizadas e de *trade-off* das funções objetivo, considerando as limitações e os potenciais de cada cenário adotado, bem como os valores dimensionados de áreas e espessuras das camadas subjacentes dos elementos de controle;
- Avaliar o impacto do aumento do tempo de retorno nas soluções otimizadas;
- Avaliar a aplicabilidade de Algoritmos Genéticos no dimensionamento das áreas dos elementos de controle e das espessuras de suas camadas de armazenamento e de substrato considerando a busca de cenários LIDs otimizados;
- Avaliar o impacto dos custos de manutenção nas soluções otimizadas.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1. Efeitos da urbanização na drenagem urbana

O processo de urbanização, intensificado no período da Revolução Industrial e recorrente até os dias atuais, acontece motivado pelos mais diversos fatores, tais como aumento exponencial da população, migração rural-urbana, expansão geográfica e transformação/reclassificação de áreas rurais em assentamentos urbanos (Cohen, 2006). Este fenômeno traz consigo diversas alterações estruturais em áreas antes não desenvolvidas, dentre as quais pode-se citar a diminuição de áreas verdes e o aumento da taxa de impermeabilização do solo.

Consequentemente, há uma limitação da infiltração da água no solo e dos mecanismos de interceptação, evaporação e evapotranspiração que são realizadas pela vegetação, aumentando a quantidade de água escoada na superfície e diminuindo o tempo de escoamento e a recarga de águas subterrâneas, o que gera impactos nos processos hidrológicos da bacia (Perez-Pedini *et al.*, 2005; Miguez *et al.*, 2012).

Durante eventos de precipitação, uma bacia pré-urbanizada, com baixa taxa de impermeabilização do solo, tende a ter uma resposta hidrológica lenta e gradual com menores vazões de pico e volumes escoados, maiores tempos de concentração e maiores vazões de base. Com a impermeabilização do solo, para um mesmo evento de precipitação, essa resposta ocorre de maneira mais brusca gerando maiores vazões de pico, maiores volumes escoados e menores tempos de concentração e vazões de base (Miguez *et al.*, 2016).

Além dos impactos quantitativos há que se considerar também os impactos qualitativos, uma vez que o escoamento da água carrega sedimentos e poluentes da superfície diretamente para os corpos d'água, tornando-se uma fonte difusa de poluição e degradação ecológica, além de intensificar o processo de assoreamentos dos canais (Bean *et al.*, 2007; Mao *et al.*, 2016; Eckart *et al.*, 2018).

Diversos estudos vêm sendo feitos a fim de comprovar e quantificar o impacto da urbanização na drenagem urbana. Entre eles pode-se citar o de Sillanpää e Koivusalo (2015) que analisou a resposta hidrológica da bacia Saunalahdenranta (SR), na Finlândia, a um intenso processo de urbanização que ocorreu entre os anos de 2001 e 2006 (com a taxa de urbanização evoluindo de 1,5% para 37%), considerando outras duas bacias da região como bacias de controle. Os dados obtidos por monitoramento mostraram que a bacia SR

apresentou alterações hidrológicas expressivamente maiores que as bacias de controle, tais como aumento da vazão de pico (2330%) e da lâmina de água escoada total (45%), mostrando uma relação direta com o aumento da taxa de urbanização.

Um outro estudo, feito por Pan *et al.* (2018), utilizou um modelo hidrológico distribuído aplicado para a previsão de inundações (Liuxihe) junto a Modelos Digitais de Elevação para modelar respostas hidrológicas a três diferentes eventos de precipitação na bacia Shigu creek (China). O modelo representou o processo de urbanização que ocorreu na bacia entre os anos de 1987, com 1% da bacia urbanizada, e 2015, com 20,2%, e mostrou que houve um aumento de cerca de 20 m³/s (40%) na vazão de pico observada referente aos três eventos de precipitação considerados.

Em 2019, Nazari-Sharabian *et al.* realizaram uma modelagem hidrológica para representar diferentes taxas de urbanização (20% e 50%) da bacia Mahabad Dam, localizada no Irã, e avaliar seus impactos quantitativos e qualitativos na drenagem pluvial. Eles verificaram que a urbanização fez com que o escoamento superficial aumentasse em cerca de 50% e 140% para a menor e para a maior taxa, respectivamente. Com relação ao nível de poluição da água, houve um aumento de cerca de 60% de sólidos suspensos totais, nitrogênio total e fósforo total para a taxa de urbanização de 20%. Para a taxa de 50% esses aumentos foram de 160%, 120% e 220%, respectivamente (Nazari-Sharabian *et al.*, 2019).

Os resultados obtidos a partir desses estudos reforçam a importância do adequado manejo das águas pluviais como forma de reduzir a vulnerabilidade da população urbana à ocorrência de inundações e suas consequências. Neste contexto, a ideia de drenagem urbana passou por uma evolução ao longo dos anos em busca de solucionar esses problemas, partindo de um conceito higienista e chegando a um conceito sustentável e holístico.

2.2. Evolução do sistema de drenagem

Até o início do século XX não havia uma preocupação direta com o esgotamento sanitário ou a drenagem urbana de águas pluviais. Os esgotos eram direcionados para fossas ou então diretamente para as ruas sem qualquer tipo de coleta ou tratamento. No entanto, com o aumento da proliferação de doenças por veiculação hídrica, começou a haver uma preocupação em evitar o contato da população com essa água contaminada. Dessa preocupação surgiu o conceito de drenagem higienista, também conhecido como drenagem clássica ou tradicional (Tucci, 2005).

Essa abordagem, muito utilizada até os dias atuais, tinha a finalidade principal de coletar e transportar a água pluvial e o esgoto, juntos, para jusante através de sarjetas, bocas-de-lobo e galerias, seguindo um conceito de “*tout à l’égout*” (tudo para o esgoto) e despejando o material na natureza sem um tratamento adequado. Esse conceito solucionou, à época, a problemática que se propôs a resolver, ou seja, reduziu as doenças e a mortalidade da população.

Por outro lado, passou a gerar uma grande contaminação dos corpos hídricos que recebiam a carga de esgoto. Posteriormente, esse método evoluiu para um sistema de drenagem separador, em que o esgoto e as águas pluviais eram canalizados separadamente e o esgoto era direcionado para um tratamento adequado antes de ser despejado na natureza (Miguez *et al.*, 2016).

No entanto, com o passar do tempo, pesquisadores começaram a demonstrar diversas preocupações em relação a essa abordagem. Uma das principais questões diz respeito à capacidade limitada e à pouca flexibilidade das soluções para lidar com a continuidade do processo de urbanização, requerendo intervenções periódicas com altos custos envolvidos para adequar as dimensões dos sistemas às novas condições de escoamento.

Além disso, essa abordagem não soluciona o problema, apenas contribui para transferi-lo de um local para outro a jusante. Soma-se a isso, a sua atuação estritamente quantitativa, sem incorporar aspectos qualitativos relacionados à redução da poluição de origem pluvial e proteção dos corpos hídricos locais. O conceito passou, então, a se tornar obsoleto fazendo com que surgisse, a partir da década de 70, outras alternativas que buscassem a solução dessa problemática (Miguez *et al.*, 2012; Qin *et al.*, 2013; Sillanpää e Koivusalo, 2015; Zhou *et al.*, 2018).

A priori desenvolveu-se um conceito corretivo que visava o controle das inundações urbanas através de técnicas de amortecimento, como o uso de grandes reservatórios de detenção. Essas técnicas reduzem as vazões e os tempos de pico, mas não atuam na redução de volumes nem no controle qualitativo da água pluvial. Além disso, elas envolvem obras de grande porte localizadas, normalmente, a jusante da rede de drenagem. Ou seja, elas não atuam na prevenção e sim na mitigação do impacto. Visando contornar essas desvantagens, no início dos anos 90 surgiu o conceito de drenagem sustentável, abordado de maneira mais aprofundada na seção a seguir.

2.3. Drenagem sustentável

A partir da década de 70, a preocupação com o meio ambiente começou a surgir como centro das grandes discussões humanas. Em 1972, o Clube de Roma (criado em 1968 para discutir, sobretudo, o meio ambiente) publicou o relatório "Os limites do crescimento" que se baseava em uma perspectiva malthusiana e propunha uma redução de consumo dos recursos naturais. Esse foi o ponto de partida para diversas outras discussões que apareceriam até o final do século XX.

Uma delas foi a Conferência de Estocolmo, também em 1972, que cunhou o conceito de "Desenvolvimento Sustentável" visando não apenas a redução da produção e do consumo, mas sim que esses fossem feitos de maneira mais inteligente, racionalizada e sem desperdício (Miguez *et al.*, 2016). Vinte anos depois, ocorreu a ECO-92, onde foi elaborada a Agenda 21 que definiu objetivos voltados para a promoção do desenvolvimento sustentável, entre eles o planejamento e o manejo sustentáveis do uso da terra e a existência integrada de infraestrutura ambiental levando em conta água, esgotamento sanitário, drenagem e manejo de resíduos sólidos.

Dentro desse contexto, novos conceitos de drenagem urbana que solucionassem a problemática de inundações de maneira sistêmica e sustentável começaram a surgir em contraponto às técnicas de drenagem tradicionais. Essa nova visão passou a considerar aspectos técnicos, sociais, econômicos e políticos para minimizar impactos quantitativos e qualitativos da urbanização.

Na década de 90 começaram a se popularizar ao redor do mundo diversos conceitos relacionados à drenagem sustentável que, apesar de apresentarem algumas diferenças entre si, acabam se misturando por suas grandes semelhanças. Entre eles pode-se citar Melhores Práticas de Gestão de Águas Pluviais (*Best Management Practices* - BMPs), Desenvolvimento Urbano Sensível à Água (*Water Sensitive Urban Design* - WSUD), Sistemas de Drenagem Urbana Sustentável (*Sustainable Urban Drainage Systems* - SUDS) e Desenvolvimento de Baixo Impacto (*Low Impact Development* - LID) (Miguez *et al.*, 2014).

O termo Desenvolvimento de Baixo Impacto passou a se popularizar em 1999, após a publicação de um documento relacionado à drenagem urbana do Departamento de Recursos Naturais do condado de Prince George, em Maryland nos Estados Unidos (Prince George's County, 1999). Esse documento trazia experiências realizadas com a aplicação de

técnicas LIDs no condado, os princípios a serem seguidos, tipos de abordagem, objetivos, etc.

A abordagem do Desenvolvimento de Baixo Impacto busca restaurar as condições de drenagem natural da bacia atuando na origem da geração de escoamento, facilitando mecanismos de infiltração, evaporação e armazenamento através da utilização das chamadas infraestruturas verdes (EPA, 2007; Eckart *et al.*, 2017). Com isso, propõe-se a aumentar o tempo de concentração do escoamento e a recarga de água subterrânea e diminuir as vazões de pico, os volumes escoados e a poluição na água.

Diferentemente da drenagem tradicional, o LID atua através de projetos descentralizados ao longo de toda a bacia, se contrapondo ao uso de grandes obras concentradas a jusante da rede de drenagem. Com isso, torna possível o controle do escoamento na sua origem e permite atuar de uma maneira preventiva ao invés de corretiva (Damodaram *et al.*, 2010). Essas técnicas buscam, também, uma integração com o meio urbano, tornando-se esteticamente agradáveis e não comprometendo o uso primário de áreas como telhados, vias, estacionamentos, rotatórias, jardins, etc. Estudos indicam ainda que elas promovem bem-estar natural, redução de ilhas de calor, melhorias na qualidade do ar e na habitabilidade das comunidades (Eckart *et al.*, 2017).

Esse conceito vem sendo difundido no mundo inteiro e inspirando diversos países nas suas abordagens para lidar com a drenagem urbana. O Governo da China, por exemplo, país que vem enfrentando diversos problemas relacionados a inundações e alagamentos, lançou em 2014 um programa de incentivo para a aplicação das chamadas “Cidades Esponjas”.

Essa abordagem busca restaurar a capacidade da cidade de absorver, infiltrar, armazenar, purificar, drenar e regular o ciclo da água para o mais próximo possível das condições naturais. Até 2030, 20% das áreas urbanas das cidades chinesas devem absorver, armazenar e reutilizar pelos menos 80% da água da chuva (Zevenbergen *et al.*, 2018). Mais de 30 localidades estão sendo utilizadas como projetos pilotos para a aplicação desse conceito e diversos outros países vêm adotando essa metodologia para o controle de inundações, tais como Alemanha e Estados Unidos.

No Brasil, algumas cidades podem ser consideradas pioneiras no debate sobre a utilização de LIDs. Porto Alegre foi a primeira cidade a incluir em um Plano Diretor de Drenagem Urbana o uso dessas técnicas no controle do escoamento superficial. Com o tempo, outras cidades como São Paulo, Natal, Belo Horizonte e Brasília também passaram a incluí-las em seus planos diretores e manuais de drenagem. Apesar disso, na prática, o país

ainda é muito resistente à aplicação desse conceito sustentável, preferindo a utilização de obras como “piscinões” (grandes reservatórios de retenção) e alargamento de canais, buscando medidas corretivas ao invés de preventivas, que muitas vezes vêm se mostrando ineficientes.

Com relação aos tipos de técnicas disponíveis, existem diversas medidas estruturais de LID e, de maneira geral, elas se classificam em estruturas de armazenamento e de infiltração. As técnicas de armazenamento são utilizadas para coletar a água da chuva e armazená-la para uso posterior, como o caso dos barris de chuva, ou para redistribuir a vazão ao longo do tempo na rede de drenagem. Entre os dispositivos utilizados para redistribuição da vazão pode-se citar os microrreservatórios ou reservatórios de lote, que são normalmente conectados aos telhados das casas para coletar a água da chuva escoada pelas calhas.

São dispositivos simples compostos por uma estrutura de armazenamento, uma tubulação de saída de diâmetro reduzido e um vertedor (Damodaram e Zechmen, 2013; Miguez *et al.*, 2016). Eles buscam reduzir os impactos da urbanização na drenagem, recebendo a água escoada e a direcionando, aos poucos, para a rede de drenagem existente. Não são eficazes na redução do volume e poluentes da água escoada, mas reduzem consideravelmente a vazão e o tempo de pico, evitando a sobrecarga das tubulações a jusante (Chen *et al.*, 2015; Ngu *et al.*, 2016).

As técnicas de infiltração, por outro lado, são utilizadas com o objetivo de aumentar a porção permeável do solo e reduzir o escoamento superficial através do armazenamento, infiltração, evapotranspiração e retenção da água com o uso de dispositivos como células de biorretenção, pavimentos permeáveis e telhados verdes (Rosa *et al.*, 2015). Esses dispositivos são compostos, em sua maioria, por camadas de materiais granulares sobrepostas que variam em espessura e grau de porosidade.

A camada superficial tem a função de permitir e facilitar a infiltração da água e pode ser coberta por vegetação, como no caso dos telhados verdes e células de biorretenção, ou por material poroso, como no caso dos pavimentos permeáveis. Abaixo estão inseridas camadas de substrato para dar suporte ao cultivo da camada vegetal ou de areia para funcionar como filtro granular e uma camada de armazenamento preenchida por agregados graúdos (brita ou seixo rolado). Quando necessário podem ser instalados, também, drenos subterrâneos (Baek *et al.*, 2015; Chui *et al.*, 2016; Li *et al.*, 2019).

Existem algumas exceções a essa configuração que podem ser citadas. São elas as trincheiras e os poços de infiltração, que são compostos basicamente por valas em formato

retangular ou circular preenchidos por material granular, ou seja, sem uma divisão de camadas.

Os tópicos a seguir apresentam uma discussão mais aprofundada sobre os elementos de controle adotados neste trabalho (células de biorretenção, pavimentos permeáveis e telhados verdes). São desenvolvidos detalhes de suas estruturas e de como funcionam e apresentados estudos que abordam seus impactos na drenagem de águas pluviais.

2.3.1. Células de biorretenção

Uma técnica que vem mostrando bastante potencial na área de drenagem sustentável é a célula de biorretenção (James e Dymond, 2012), que tem a função de coletar a água da chuva e permitir ou facilitar sua infiltração no solo nativo, além de auxiliar no processo de evapotranspiração.

Diversas configurações podem ser utilizadas na sua construção, sendo compostas, de maneira geral, por uma camada superficial com vegetação, que permite o acúmulo de água, uma camada de solo/substrato, que provê água e nutrientes para as raízes das plantas, e uma camada de armazenamento preenchida por material granular (Figura 1). Também pode ser adicionada uma manta geotêxtil para evitar a passagem de materiais finos para a camada de armazenamento de modo a mitigar o processo de colmatação (Sun *et al.*, 2011; Davis *et al.*, 2012; Hunt *et al.*, 2015).

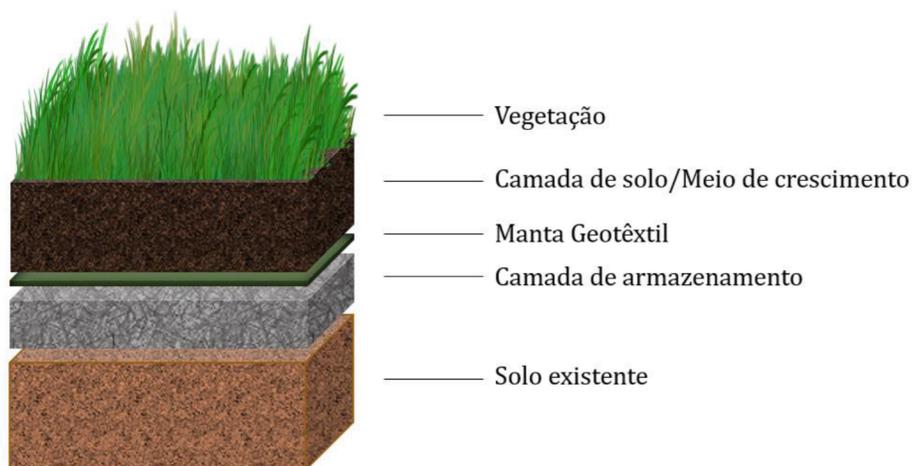


Figura 1. Desenho esquemático da célula de biorretenção.

Esse dispositivo pode ser implantado em parques, praças, rotatórias, ilhas de estacionamento e outras áreas não utilizadas (Hunt *et al.*, 2015), se integrando ao meio urbano de maneira eficiente ao mesmo tempo que atua na redução de vazões de pico, volumes de escoamento e poluentes e possibilitam uma maior recarga de águas subterrâneas (Dagenais *et al.*, 2018; Payne *et al.*, 2018; Wang *et al.*, 2019a). Não existem muitas limitações para a utilização desta técnica, no entanto devem ser levadas em consideração a inclinação do terreno (não devem ser usadas em terrenos íngremes), a profundidade do lençol freático e a taxa de infiltração do solo nativo.

Além disso, a vegetação é de suma importância para o funcionamento deste LID já que atua como facilitadora do processo de remoção de poluentes e mantém a estrutura do solo na zona das raízes, afrouxando-o continuamente e melhorando sua capacidade de infiltração a longo prazo. Para a escolha das espécies devem ser levadas em consideração, por exemplo, a forma de crescimento, a necessidade de manutenção e a capacidade de adaptação a condições adversas (Hunt *et al.*, 2015).

Vale salientar ainda que algumas medidas devem ser tomadas para garantir o pleno funcionamento do dispositivo a longo prazo. Entre elas pode-se citar a manutenção da vegetação com ações como irrigação, poda, controle de doenças e pestes, fertilização do solo e remoção de plantas indesejadas. Além disso, torna-se necessário a retirada periódica de sedimentos e resíduos sólidos da área ocupada pela biorretenção e das áreas adjacentes e a limpeza ou substituição da manta geotêxtil (Chui *et al.*, 2016).

2.3.2. Pavimentos permeáveis

Os pavimentos permeáveis são estruturas que permitem a passagem da água da superfície para uma camada de armazenamento, onde passa a ser acumulada quando o fluxo de água ultrapassa a capacidade de infiltração do solo nativo. Normalmente são utilizados em estacionamentos, vias ou calçadas (Bean *et al.*, 2007; Damodaram *et al.*, 2010; Marchioni e Becciu, 2015).

Eles são compostos por uma camada de pavimento permeável, que pode ser do tipo concreto/asfalto poroso ou blocos intertravados, e uma camada de armazenamento preenchida por material granular. Pode ser inserida, também, uma manta geotêxtil permeável acima do solo nativo, para evitar a passagem de finos para dentro da estrutura, e uma camada

de areia entre o pavimento e o armazenamento, que funciona como filtro granular (Urbonas e Sthare, 1993). A Figura 2 apresenta um desenho esquemático da estrutura deste dispositivo.

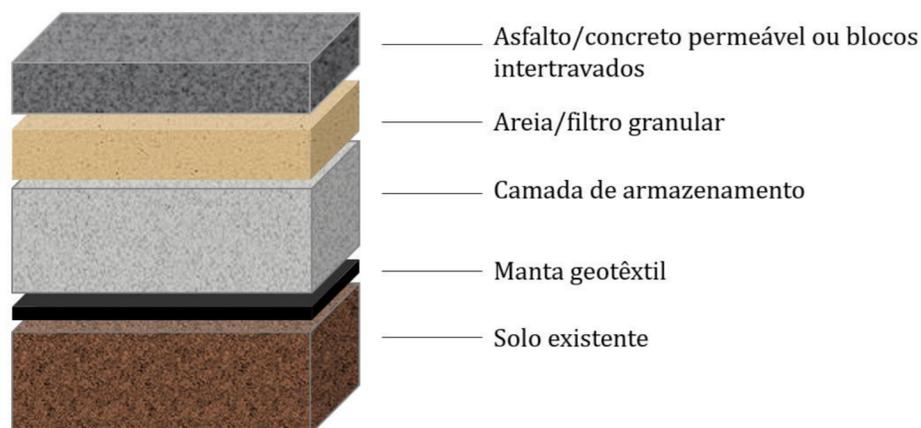


Figura 2. Desenho esquemático do pavimento permeável.

Os pavimentos permeáveis não apenas se integram bem com o meio urbano, evitando a perda de espaços úteis, como também reduzem o volume de água escoado, a vazão e o tempo de pico, além de possibilitarem a recarga de aquíferos existentes na bacia e também reduzirem a carga de poluentes na água infiltrada (Bean *et al.*, 2007; Collins *et al.*, 2008; Zhu *et al.*, 2018).

Algumas limitações deste dispositivo envolvem a topografia e a hidrogeologia local, devendo sempre levar em consideração a capacidade de infiltração do solo, a declividade do terreno e a profundidade do lençol freático para garantir sua implantação e seu funcionamento adequados (Miguez *et al.*, 2016). Além disso, medidas como a utilização de equipamentos de limpeza a vácuo para a manutenção dos pavimentos, de duas a quatro vezes por ano, são necessárias para evitar o processo de colmatção do dispositivo.

2.3.3. Telhados verdes

Como grande parte da cobertura do solo urbanizado é representada por telhados de casas e edifícios, os telhados verdes aparecem como uma alternativa interessante para a drenagem urbana (Versini *et al.*, 2015; Ercolani *et al.*, 2018). São compostos, normalmente, por cinco camadas (Figura 3).

A primeira é a camada superficial, que contém a vegetação. A escolha da vegetação é muito importante e deve levar em conta aspectos climáticos e regionais. Abaixo tem-se a camada do substrato (meio de crescimento) que dá suporte para a vegetação, fornecendo umidade e oxigenação. Neste substrato podem ser adicionados, também, materiais como argila expandida para aumentar a capacidade de retenção de água (Scholz-Barth, 2001; Miguez *et al.*, 2016; Krebs *et al.*, 2016; Tonial *et al.*, 2017).

Abaixo do substrato coloca-se uma manta permeável que evita a passagem de materiais finos para a próxima camada, o leito de drenagem. Nesta camada são recolhidas e conduzidas para o deságue as precipitações e regas excedentes. Os materiais que a compõem variam de argila expandida a camadas drenantes. Por fim, é necessário colocar uma camada impermeabilizante que protege a estrutura do telhado contra umidade do meio externo (Scholz-Barth, 2001; Miguez *et al.*, 2016; Krebs *et al.*, 2016; Tonial *et al.*, 2017).

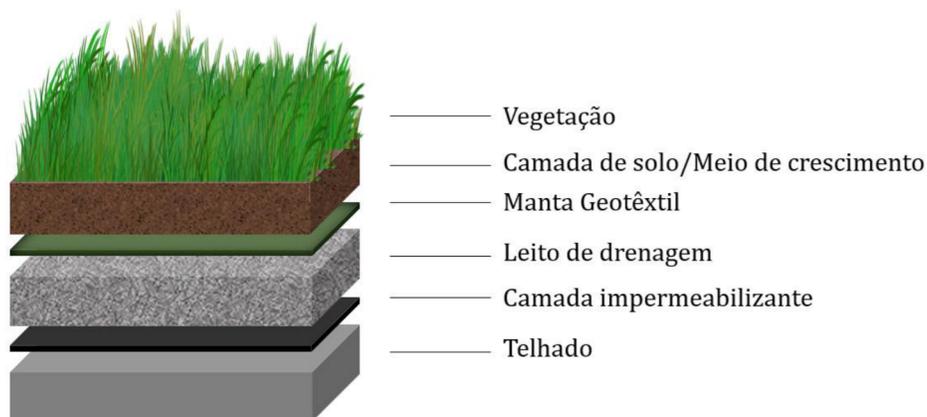


Figura 3. Desenho esquemático do telhado verde.

Esses elementos de controle visam reduzir o volume e as vazões de pico do escoamento superficial e possuem a vantagem de ocupar espaços existentes no meio urbano, sem precisar inutilizar uma área para sua implantação (Versini *et al.*, 2015). Algumas das limitações do uso do telhado verde são a grande sobrecarga estrutural pelo peso do dispositivo e a necessidade de manutenção constante. Esses fatos podem acabar encarecendo sua implantação e seu uso (Scholz-Barth, 2001; Morgan *et al.*, 2013).

Algumas das manutenções periódicas requeridas por esse dispositivo são: inspeção da camada impermeabilizante, inspeção de drenagem, fertilização do substrato, controle de pestes e doenças da vegetação, irrigação, capinagem, corte de grama, limpeza ou substituição da manta geotêxtil e remoção de possíveis resíduos e sedimentos.

2.3.4. Eficiência dos LIDs no controle do escoamento superficial

Diversos estudos vêm sendo realizado a fim de avaliar a eficiência da aplicação do modelo de drenagem sustentável, incluindo o impacto de elementos de controle no escoamento superficial tanto quantitativamente, como qualitativamente. A seguir são citados alguns desses estudos e seus principais resultados.

Davis *et al.* (2012) monitoraram uma célula de biorretenção de 149 m² de área e 1,2 m de substrato instalada em uma bacia de 5261 m², com cobertura 50% impermeável e um tipo de solo nativo de baixa condutividade hidráulica. Os resultados mostraram que, do total de 10.000 m³ de escoamento que entraram no sistema durante o período de monitoramento, 5163 m³ ficaram retidos e o restante saiu por transbordamento. Além disso, percebeu-se que para eventos de menores magnitudes nenhum transbordamento ocorreu, mas à medida que essa magnitude aumentava passou a ocorrer uma relação linear entre o volume de entrada e volume de saída de água do dispositivo.

Já o estudo feito por James e Dymond (2012) utilizou o modelo *Bentley SewerGEMS v8i* para simular a resposta hidrológica de uma bacia de 154 ha com a implantação de 26 células de biorretenção, ocupando 8,5 ha e recebendo escoamento superficial de 117 ha. A modelagem considerou tempos de retorno de 1, 2, 5, 10, 25 e 50 anos e mostrou que houve uma redução de 63% do volume de água para eventos com tempo de retorno de 1 ano, mas que essa eficiência reduziu à medida que a magnitude dos eventos aumentava. Mesmo assim, houve uma redução da vazão de pico para valores iguais ou menores que os de pré-urbanização para a maioria dos casos modelados.

Considerando os pavimentos permeáveis, pode-se citar o estudo feito por Bean *et al.* (2007), que analisou o funcionamento hidrológico de quatro módulos de monitoramento construídos com quatro tipos de pavimentos permeáveis diferentes, entre eles blocos intertravados e concreto poroso. Para eventos de chuva acima de 50 mm (até 88 mm), os blocos intertravados foram capazes de controlar 100% do escoamento superficial e para o concreto poroso não foram registrados escoamentos superficiais em eventos de até 30 mm de chuva (75% dos eventos registrados).

Corroborando com esse estudo, Zhu *et al.* (2018) utilizaram o modelo hidrológico SWMM para simular a implantação de pavimentos permeáveis em uma área de 3000 m² considerando tempos de retorno de 5, 10, 20 e 30 anos e com espessuras da camada de armazenamento iguais a 150 e 300 mm. Verificou-se uma redução de quase 100% no total

de água escoado e no coeficiente de escoamento para as duas espessuras de armazenamento nos tempos de retorno de 20 e 30 anos e de 100% nos de 5 e 10.

Com relação aos telhados verdes, Voyde *et al.* (2010) analisaram a resposta hidrológica de módulos deste elemento de controle no topo de um edifício na Austrália para diferentes eventos de chuva, compreendidos entre outubro de 2008 e outubro de 2009. A média de retenção de água da chuva para eventos maiores de 2 mm (com no máximo 24 horas de duração e tempo de retorno de 2 anos) foi de 78%, variando de 33% a 100%. Durante todo o período de monitoramento, foram retidos cerca de 66% de um total de 1093 mm de chuva, gerando apenas 367 mm de escoamento superficial.

Em outro estudo, Ercolani *et al.* (2018) simularam a resposta hidrológica de uma bacia na Itália sob seis diferentes condições de chuva (variando o tempo de retorno e duração do evento) e sob diferentes porcentagens de cobertura da bacia com telhado verde. Percebeu-se que a eficiência do dispositivo diminuía com o aumento da magnitude da precipitação, sendo mais eficiente para eventos menos intensos. Para uma chuva com tempo de retorno de 2 anos a redução da vazão de pico chegou a 80% e a do volume a 70%. Para uma chuva com tempo de retorno de 10 anos essa redução foi bem menor, mas ainda considerável, chegando a uma redução de 65% e 60% da vazão de pico e do volume escoado, respectivamente.

O uso combinado de diferentes elementos de controle também vem sendo foco de diversos trabalhos, tais como o de Li *et al.* (2018). Neste estudo foram realizadas simulações em uma bacia com 24,2 ha, na cidade de Shenyang (China), e uma área impermeável de 69,3% utilizando o modelo SUSTAIN. Foram considerados barris de chuva, células de biorretenção, pavimentos permeáveis e telhados verdes para o controle quantitativo e qualitativo do escoamento superficial. Os resultados mostraram que a aplicação desses quatro tipos de dispositivos LID geraram reduções de mais de 50% no volume total de água escoada e cerca de 60% nas cargas de sólidos suspensos totais, nitrogênio total e fósforo total em comparação ao cenário atual de urbanização da bacia.

Diversos estudos também vêm sendo realizados no Brasil na área de drenagem sustentável. Macedo *et al.* (2019), por exemplo, monitoraram uma célula de biorretenção instalada em 2015 na Universidade de São Paulo durante um período de três anos com 14 eventos de precipitação. O dispositivo, com área de 60,63 m² e profundidade de 3,2 m, recebe escoamento de uma bacia de 2,3 ha com cerca de 25% do solo impermeável. O estudo indicou que, apesar de a infiltração na camada de vegetação ter se mostrado um fator limitante para o controle do escoamento, a biorretenção apresentou uma média de 70% de

retenção do volume de água recebido. Além disso, também foram observadas reduções significativas nas cargas de poluentes como fosfato, zinco, cobre, etc.

Já Zanandrea e Silveira (2018) apresentaram um estudo feito com o modelo SWMM no município de Viamão (RS), onde compararam a resposta hidrológica da sub-bacia do Arroio Central (0,91 km²) a eventos de precipitação em três condições diferentes. Foram elas: condições atuais (60% impermeabilizada), condições futuras (85% impermeabilizada) e uma condição considerando a implementação de pavimentos permeáveis e valas de infiltração junto a medidas não estruturais de gerenciamento do uso do solo. O estudo constatou que entre a primeira e a segunda condição houve um aumento de 16% do escoamento superficial. No entanto, com a aplicação dos LIDs na bacia (terceira condição) esse aumento seria 10% menor, gerando um aumento do escoamento de apenas 6% em comparação com as condições atuais, considerando um tempo de retorno de 10 anos.

Tassi *et al.* (2014) realizaram o monitoramento de um módulo experimental de telhado verde construído na Universidade Federal de Santa Maria durante 17 meses, totalizando 43 eventos de precipitação. Os resultados mostraram que, em média, apenas 38% da chuva resultou em escoamento superficial em comparação com 87% do telhado convencional utilizado como referência. Além disso, para alguns eventos o telhado verde conseguiu armazenar todo o volume precipitado. Os resultados do monitoramento geraram dados que foram utilizados em simulações do telhado verde para um período de seis anos, com 269 eventos. Essas simulações mostraram que houve um coeficiente de escoamento médio de 25%, indicando que apenas um quarto do volume total de precipitação seria transformado em escoamento superficial.

Grande parte dos estudos que vem sendo publicados, incluindo os mencionados acima, utilizam como ferramenta os modelos hidrológicos desenvolvidos para simular as respostas das bacias a determinados eventos e quantificar os impactos da urbanização ou da implementação de controles LIDs. A próxima seção mostra alguns desses modelos e apresenta de maneira mais específica o SWMM, utilizado nessa pesquisa.

2.4. O modelo SWMM (*Storm Water Management Model*)

A modelagem hidrológica é uma ferramenta que permite modelar matematicamente uma bacia e com isso entender melhor os processos hidrológicos que nela ocorrem. É uma ferramenta que vem sendo utilizada há anos em diversos estudos e que auxilia na tomada de decisão, avaliação de cenários, previsão de eventos e em um entendimento mais amplo da

hidrologia da bacia incluindo os processos de precipitação, infiltração, evaporação e também da geração de escoamento e controle de poluição da água (EPA, 2005).

Existe uma gama de modelos que vem sendo explorados em estudos como o de Zhen *et al.* (2004), que utilizaram o modelo *Agricultural Non-Point Source Pollution* (AnnAGNPS), junto ao método de otimização *Scatter Search*, para encontrar soluções ótimas de localização e dimensões de reservatórios de retenção distribuídos na bacia de estudo visando a redução da taxa de poluição do escoamento superficial. Li *et al.* (2018) analisaram a performance e o custo da implantação de LIDs em uma microbacia urbana utilizando o modelo *SUSTAIN*. Eckart *et al.* (2017) trazem em seu artigo de revisão diferentes modelos utilizados para estudos hidrológicos, bem como suas particularidades, entre eles o HEC-HMS, o Mouse e o SWMM.

O *Storm Water Management Model*, mais conhecido como SWMM, é um modelo largamente utilizado para estudos de drenagem urbana nas mais diversas áreas: análises de impacto da urbanização e eficiência da implantação de LIDs em grande e pequena escala (Versini *et al.*, 2015; Palla e Gnecco, 2015; Guan *et al.*, 2015; Xie *et al.*, 2017; Zanandrea e Silveira, 2018), análises dos efeitos da resolução espacial em simulações hidrológicas (Ghosh e Hellweger, 2012; Krebs *et al.*, 2014), otimização de cenários de implantação de LIDs para redução de escoamento superficial ou poluentes na água (Chui *et al.*, 2015; Giacomoni e Joseph, 2017; Eckart *et al.*, 2018; Zhou *et al.*, 2018; Huang *et al.*, 2018), entre outros.

Por permitir a implementação de LIDs em suas simulações e uma interação com softwares de programação como o MATLAB, além da sua versatilidade e eficiência corroborada por numerosos estudos, o SWMM foi o modelo adotado para ser utilizado nessa pesquisa. Também foi utilizado o PCSWMM, programa que utiliza a mesma base do SWMM, mas oferece maiores facilidades com relação a ferramentas de geoprocessamento.

O SWMM, é um modelo dinâmico de simulação chuva-vazão, desenvolvido pela Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos (EPA), que permite simular a quantidade e a qualidade do escoamento superficial para eventos únicos ou contínuos de precipitação. De maneira geral, o modelo é composto por módulos que permitem simular o escoamento em um conjunto integrado de sub-bacias, tubulações, canais, estruturas de armazenamento, etc. (Rossman e Huber, 2016a).

O PCSWMM (*Personal Computer Storm Water Management Model*) é um modelo derivado do SWMM, desenvolvido pela *Computational Hydraulics International* (CHI), que apresenta uma interface mais amigável. Além disso, ele permite uma integração de Sistemas

de Informações Geográficas (SIG) com a modelagem hidrológica, facilitando as etapas de discretização e caracterização da bacia. As considerações, simplificações, equações, e toda a parte da modelagem hidrológica são as mesmas que as do SWMM. Os aspectos mais específicos da modelagem hidrológica realizada por esses modelos, tais como do escoamento superficial e dos elementos de controle são abordados na Seção 3, referente à metodologia utilizada na pesquisa.

2.5. Otimização multiobjetivo

Diversos problemas cotidianos envolvem encontrar soluções que devem atender a múltiplos objetivos que são, normalmente, conflitantes entre si. Uma situação muito comum no planejamento urbano, por exemplo, é buscar desenvolver um sistema de drenagem eficaz que reduza vazão de pico e volume e que ao mesmo tempo tenha um baixo custo ou ocupe o menor espaço possível. Esses problemas são definidos como problemas multiobjetivo e podem ser resolvidos a partir de variadas técnicas de otimização.

Um problema de otimização multiobjetivo é composto basicamente de suas funções objetivo (duas ou mais) e de um espaço de busca ou de decisão que define os limites das variáveis envolvidas. O problema pode conter também restrições de igualdade ou desigualdade que fazem com que qualquer solução que não as obedeça seja considerada não factível (Deb, 2001).

Enquanto que em um problema de otimização mono objetivo é possível encontrar uma única solução ótima, em uma otimização com dois ou mais objetivos conflitantes surge o conceito de troca, mais conhecido como *trade-offs*. Ou seja, para que um objetivo seja atendido 100% os outros acabam por ser penalizados de alguma maneira (Linden, 2012). O *trade-off* entre soluções está diretamente relacionado ao conceito de dominância.

Uma solução x_1 é considerada dominante quando obedece concomitantemente aos seguintes critérios (Deb, 2001):

- a) A solução x_1 não é pior do que x_2 em nenhum dos objetivos;
- b) A solução x_1 é estritamente melhor do que x_2 em pelo menos um dos objetivos.

Quando esses critérios não são obedecidos, as soluções são ditas não dominantes entre si. O conjunto de soluções que não são dominadas por qualquer outra solução no espaço das funções objetivo é denominado de frente de Pareto. Para um problema multiobjetivo com objetivos conflitantes é impossível encontrar apenas uma solução ótima que domine

todas as outras. O que se encontra, portanto, é um conjunto de soluções ótimas não dominantes entre si, mas que dominam as outras soluções que estão fora desse conjunto.

A Figura 4 mostra uma representação esquemática da formação da frente de Pareto em um problema multiobjetivo com duas variáveis de decisão e duas funções objetivo de minimização. A Figura 4 (a) apresenta o espaço de decisão do problema, representado pelos possíveis valores a serem atribuídos às variáveis de decisão definidas, no caso x_1 e x_2 . Já a Figura 4 (b) apresenta o espaço das funções objetivo (f_1 e f_2), representado pelas soluções possíveis de serem obtidas a partir da combinação de valores das variáveis de decisão.

Dentro do espaço de busca existem inúmeras possibilidades de combinações das variáveis de decisão que irão levar a diferentes valores das funções objetivo. Algumas combinações irão resultar em um conjunto de soluções que serão não dominantes entre si, mas que dominarão todas as outras, formando assim a frente de Pareto de cada iteração.

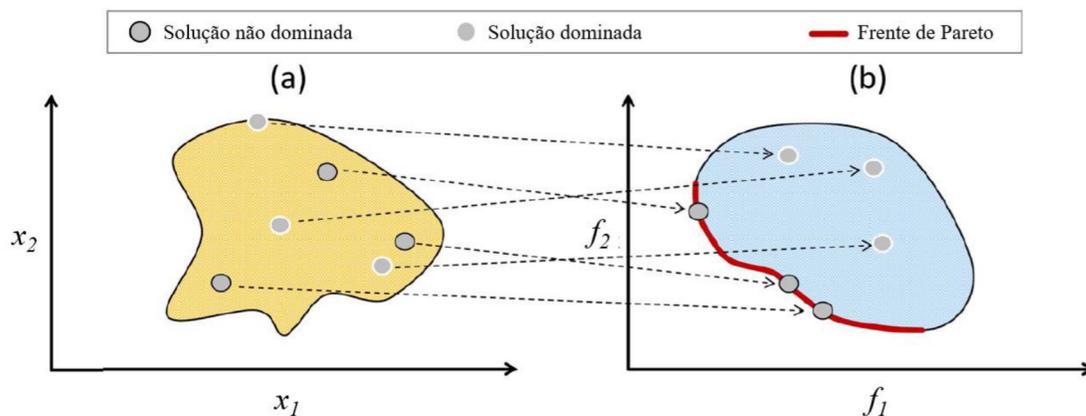


Figura 4. Representação esquemática da formação de uma frente de Pareto. (a) Espaço de busca ou de decisão (b) Espaço das funções objetivo. Fonte: Adaptado de Maier *et al.* (2019).

Existem diversos métodos que vêm sendo utilizados na solução de problemas de otimização multiobjetivo. Entre eles os Algoritmos Evolucionários aparecem como uma alternativa adequada, apresentando vantagens como a capacidade de explorar grandes espaços de busca e de gerar um conjunto de soluções a cada iteração e não apenas uma, como nos métodos clássicos de otimização (Deb, 2001; Muleta e Boulos, 2007). Este método utiliza uma população de soluções que são avaliadas de acordo com sua qualidade referente às suas funções objetivo (Nicklow *et al.*, 2010).

Ele é inspirado no processo de evolução natural de Darwin e efetua operações semelhantes a seleção, troca genética e mutação para encontrar soluções de problemas,

inclusive aqueles de complexidade mais elevada que sejam não lineares, não convexos, multimodais e discretos (Deb, 2001; Nicklow *et al.*, 2010; Linden, 2012). É um dos métodos que mais vem crescendo nos últimos tempos, principalmente nos estudos relacionados a recursos hídricos. Dentre os diversos tipos de Algoritmos Evolucionários existentes, um dos mais utilizados na área de drenagem urbana é o Algoritmo Genético (Perez-Pedini, 2005; Damodaram e Zechman, 2013; Giacomoni e Joseph, 2017; Xu *et al.*, 2017; Eckart *et al.*, 2018).

2.5.1. Algoritmos Genéticos

Os Algoritmos Genéticos (AGs) são técnicas de otimização global baseadas no processo de evolução natural que combinam a sobrevivência entre os mais aptos com a troca de informações genéticas entre os indivíduos, formando assim uma estrutura heurística de busca. Vale salientar que os AGs não representam uma técnica de busca de solução ótima de um problema e sim uma heurística que encontra boas soluções a cada execução, mas não as mesmas todas as vezes (Linden, 2012).

O funcionamento padrão dos AGs envolve uma série de etapas que podem ser organizadas conforme apresentado na Figura 5. Inicialmente é gerada uma população que dará início ao processo de otimização com base nas restrições de cada variável de decisão definida pelo usuário. A partir daí, a qualidade de cada solução é avaliada de acordo com sua capacidade de atender às funções objetivo estabelecidas. As melhores soluções são, então, selecionadas para passar suas características para as próximas gerações, através dos mecanismos de reprodução. Esse ciclo é realizado até que o critério de parada do algoritmo seja atingido.

Existe uma variedade de tipos de Algoritmos Genéticos que vem sendo utilizados em diversos estudos na área de drenagem sustentável. Entre eles, pode-se citar o AG denominado *Evolver* utilizado por Perez-Pedini *et al.* (2005) para determinar localizações ótimas de LIDs que levassem a reduções da vazão de pico para a bacia em estudo. Os resultados da otimização realizada nesse estudo levaram a conclusões de que a localização dos LIDs se mostrou mais importante do que a sua quantidade, uma vez que sua implantação em apenas 42% das sub-bacias foi responsável por quase 100% da redução máxima da vazão de pico.



Figura 5. Comportamento padrão dos AGs. Fonte: adaptado de Nicklow *et al.* (2010).

Eckart *et al.* (2018) aplicaram o algoritmo genético Borg MOEA junto ao modelo hidrológico SWMM para a otimização da localização, tamanhos e quantidades de barris de chuva, pavimentos permeáveis, células de biorretenção e trincheiras de infiltração em uma bacia de 77 ha no Canadá, com cobertura impermeável de 49,5% e solo de baixa permeabilidade. Neste problema, as soluções da frente de Pareto indicaram que, para a redução da vazão de pico, o LID dominante foi a trincheira de infiltração, por oferecer um armazenamento da água com custo relativamente baixo. Por outro lado, para a redução de volume, o LID mais indicado foi a célula de biorretenção, uma vez que seu projeto incluía uma alteração no solo fazendo com que seu coeficiente de infiltração fosse aumentado.

Já Giacomoni e Joseph (2017) acoplaram o algoritmo genético NSGA-II ao modelo hidrológico SWMM buscando encontrar a localização ótima de LIDs considerando três problemas de otimização com duas funções objetivo cada: redução de vazão e custo; redução de volume e custo; e redução da HFR (*hydrologic footprint residence*) e custo. Observou-se que a implantação de LIDs mais próximos ao exutório da bacia tinha mais chance de reduzir a vazão de pico e o volume escoado, enquanto que a implantação em cotas mais altas tinha mais chance de reduzir o HFR.

Alamdari e Sample (2019) utilizaram o NSGA-II na calibração dos parâmetros para a modelagem hidrológica no SWMM e na otimização de cenários variando a área de telhados verdes, pavimentos permeáveis, células de biorretenção e valas de infiltração em uma bacia de 123,4 ha nos arredores de Washington (EUA). As frentes de Pareto obtidas indicaram que o uso de telhados verdes não se apresentou como uma solução custo-efetiva para a bacia em estudo por três motivos: entre os LIDs adotados, o telhado verde era o mais caro, não tratava escoamentos de áreas subjacentes e a redução do escoamento se dava apenas por evapotranspiração e não por infiltração.

O *Elitist Non-Dominated Sorting Genetic Algorithm* (NSGA-II), mencionado nos estudos acima, foi desenvolvido por Deb *et al.* (2000) e é um método elitista que garante que o desempenho do AG sempre cresça com o decorrer das gerações e ao mesmo tempo favorece a diversidade da população. O conceito de elitismo define que os melhores indivíduos de cada geração não devem ser eliminados após gerar os descendentes e sim passar também para a próxima geração (Deb, 2001; Linden, 2012).

O MATLAB utiliza uma adaptação desse AG, denominado por Wang *et al.* (2018) de MLOT, que se diferencia do NSGA-II original por utilizar um elitismo controlado que limita a quantidade de indivíduos da frente de Pareto que é transferida para a próxima geração. Os tópicos a seguir discutem de maneira mais aprofundada cada etapa do algoritmo NSGA-II e suas diferenças com o MLOT, quando existentes.

2.5.1.1. População

A cada iteração realizada no AG, ou seja, a cada geração, uma população composta por n indivíduos (soluções possíveis) é formada, sendo cada indivíduo formado pela quantidade de variáveis de decisão existentes no problema. De maneira geral, a população inicial é formada aleatoriamente a partir de valores contidos dentro do espaço de busca limitado para cada variável. Por exemplo, considerando um indivíduo em que as variáveis sejam área e espessura e que a área tenha seus limites definidos entre 0 e 100 m² e a espessura entre 0 e 500 mm, essa busca se dará nos intervalos de 0 a 100 e de 0 a 500.

No entanto, é possível definir valores iniciais para cada variável fazendo com que na população inicial sejam inseridos indivíduos que possam direcionar a otimização para uma melhor exploração do espaço de busca e conseqüentemente encontrar melhores resultados (Ávila, 2006; Sebti *et al.*, 2016). A predefinição de valores pode ser aplicada para todos os

indivíduos da população inicial ou apenas para uma parte. Neste segundo caso, os indivíduos que não forem pré-definidos são gerados de maneira aleatória.

A partir da segunda geração, as novas populações são formadas por um processo semelhante ao processo de evolução natural, onde os indivíduos mais aptos tendem a ser escolhidos com maior frequência para passarem suas características para a próxima geração (Linden, 2012). Esse processo consiste nas etapas de seleção e reprodução.

2.5.1.2. Função de avaliação e seleção

Após ser gerado, cada indivíduo é submetido a uma avaliação que vai determinar sua qualidade com relação às funções objetivo definidas. Como mencionado anteriormente, em uma otimização multiobjetivo não é possível selecionar apenas uma solução que seja melhor do que todas as outras e, por isso, é feito um ranqueamento por grupos e não por indivíduos. Os indivíduos do ranque 1 são aqueles da frente de Pareto, que dominam todas as outras soluções de ranques maiores, mas são não dominantes entre si. Os indivíduos do ranque 2 são não dominantes entre si, dominados pelos indivíduos do ranque 1 e dominam todos os indivíduos de ranques superiores. Ou seja, os indivíduos de ranque k são dominados apenas por indivíduos de ranque $k-1$ ou menores (Mathworks, 2019).

Após esse ranqueamento, o MLOT realiza uma mudança na escala para facilitar o processo de seleção. Cada indivíduo terá sua avaliação proporcional a $\frac{1}{\sqrt{r}}$ (r = posição no ranque), sendo assim, os indivíduos mais aptos terão uma pontuação igual a 1 e os menos aptos terão valores mais próximos de 0. A partir destes valores é possível realizar a seleção dos indivíduos que passarão para a etapa de reprodução e gerarão descendentes. O método de seleção utilizado tanto no NSGA-II quanto no MLOT é o torneio binário.

Cada indivíduo tem a mesma probabilidade de participar do torneio, no entanto, só passará adiante aquele com melhor avaliação. O tamanho do torneio define quantos indivíduos participam de cada embate e deve ser maior ou igual a dois. Como os indivíduos são escolhidos de maneira aleatória, existe a possibilidade de indivíduos com a mesma avaliação serem selecionados para duelar. Neste caso, utiliza-se um método de desempate por densidade chamado de *Crowding Distance*, que calcula a distância de um ponto até os seus vizinhos de mesmo ranque e seleciona aquele localizado em uma área menos densa, a fim de favorecer a diversidade da população (Deb, 2001). Tendo sido selecionados os indivíduos que irão gerar a próxima geração, passa-se para a etapa de reprodução.

2.5.1.3. Reprodução

A etapa de reprodução consiste na formação dos descendentes (F_t) da geração atual de pais (P_t). Essa etapa envolve a aplicação dos operadores de *crossover* e mutação. O MLOT permite que o usuário escolha a porcentagem da população que será formada pelo *crossover* ou pela mutação a partir do parâmetro *CrossoverFraction* que varia de 0 a 1, com 0 indicando que todos os indivíduos de F_t serão gerados por mutação e 1 que todos serão gerados por *crossover*.

O *crossover* é a troca de características ou “genes” entre os indivíduos que permite que os “filhos” herdem as características dos “pais”. Existem diversos tipos de *crossover* que podem ser utilizados tanto no NSGA-II como no MLOT, entre eles o *Crossover Scattered*. Nesse método é gerado um vetor binário com a mesma quantidade de “genes” que o indivíduo. O número 0 representa que o Filho recebe o gene em questão do Pai 1 e o número 1 indica que o gene vem do Pai 2 (Mathworks, 2019). A Figura 6 ilustra este processo.

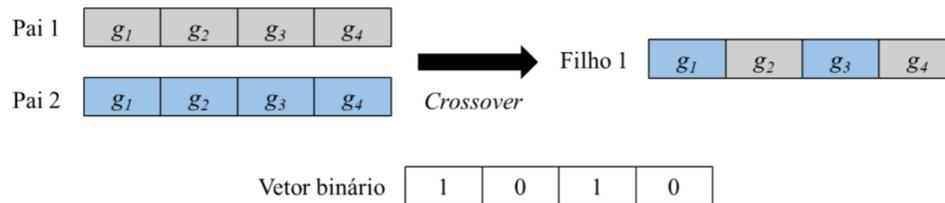


Figura 6. Representação esquemática do processo de *crossover* ($g = \text{gene}$).

O processo de mutação, assim como na evolução biológica, é necessário para manter a diversidade da população (Deb, 2001). Ele está associado a uma probabilidade de ocorrência que não deve ser muito alta pois tornaria a busca pela solução muito aleatória (Linden, 2012). Assim como o *crossover*, existem diversos tipos de operadores de mutação. Entre eles, a mutação uniforme, que ocorre em duas etapas. Primeiro, o algoritmo seleciona em quais genes serão aplicados o operador a partir da taxa de mutação definida. Uma vez definidos os genes, inicia-se a segunda etapa, que substitui o valor desses genes por valores aleatórios que estejam contidos dentro do espaço de busca definido para cada variável de decisão (Mathworks, 2019).

Na Figura 7 um indivíduo qualquer composto por quatro variáveis de decisão com limites de 0 e 100 é selecionado para gerar um descendente a partir de mutação. Considerando uma probabilidade de mutação (p) de 1% para cada gene, apenas o terceiro

foi selecionado e seu valor foi substituído por um valor aleatório contido dentro do seu espaço de busca.



Figura 7. Representação esquemática do processo de mutação.

2.5.1.4. Elitismo controlado

Como mencionado anteriormente, o NSGA-II utiliza um método elitista de preservação de seus indivíduos e o MLOT utiliza um método de elitismo controlado. A Figura 8 ilustra o funcionamento do método elitista adotado no NSGA-II.

Após a criação da geração atual de filhos F_t , ocorre a união entre ela e a geração atual de pais P_t , formando o conjunto R_t . Dentro deste conjunto é realizado um novo ranqueamento e os indivíduos que estiverem em ranques superiores avançarão e farão parte da nova população P_{t+1} , enquanto que os de ranques inferiores serão rejeitados.

No entanto, como é exemplificado na Figura 8, é possível que nem todos os indivíduos de um mesmo ranque (no caso, o R_3) caibam na nova população, de tamanho definido e fixo, e para isso, é utilizado o método de *Crowding Distance* para selecionar, dentro deste ranque, os indivíduos que trarão maior diversidade para P_{t+1} (Deb, 2001). Finalizado esse processo, caso não seja atingido o critério de parada do algoritmo, a nova população P_{t+1} retorna para a etapa de seleção, reiniciando o ciclo.

O funcionamento do MLOT é análogo ao método aplicado no NSGA-II, mas é adotado um número limite de indivíduos da frente de Pareto que pode avançar para a próxima geração, evitando assim uma convergência antecipada. Esse controle é determinado pelo parâmetro *ParetoFraction*, que varia de 0 a 1, indicando a porcentagem máxima de indivíduos de ranque 1 que deve passar adiante para compor a P_{t+1} . Considerando o valor do *ParetoFraction* igual a 0,5, por exemplo, apenas 50% dos indivíduos contidos na frente de Pareto (R_1) deverá avançar para P_{t+1} . Os outros indivíduos que farão parte de P_{t+1} deverão ser procurados nos ranques superiores (dominados).

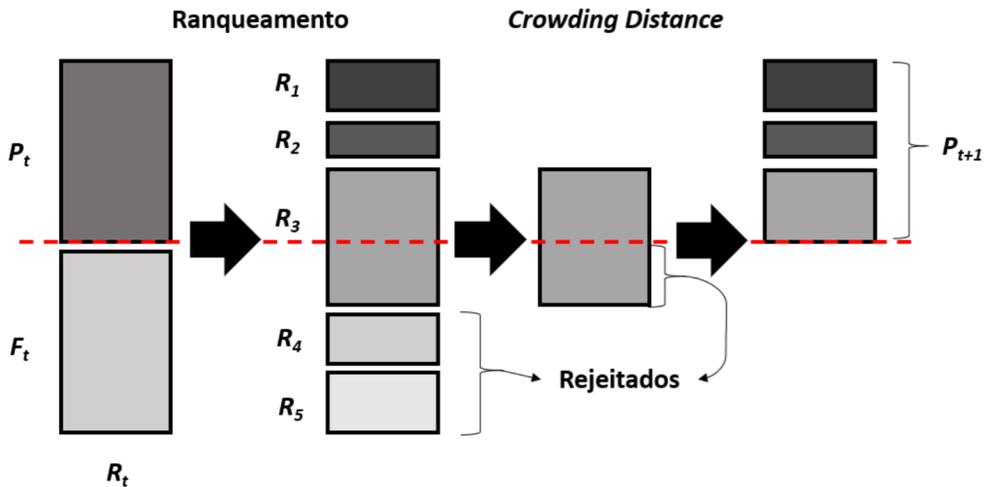


Figura 8. Representação esquemática do elitismo no NSGA-II. Fonte: adaptado de Deb (2001).

De maneira geral, pode-se resumir o funcionamento do MLOT em 6 passos:

1. Criação da população inicial (P_t) com base em indivíduos inseridos previamente ou gerados de maneira aleatória;
2. Ranqueamento dos indivíduos contidos em P_t de acordo com seu grau de dominância;
3. Criação dos filhos (F_t) a partir do método do torneio e aplicação dos operadores genéticos de *crossover* e mutação;
4. União de P_t e F_t para formação do conjunto R_t ;
5. Ranqueamento de R_t e elitismo controlado para a formação de P_{t+1} ;
6. P_{t+1} retorna para o passo 3.

É possível perceber que a utilização de AGs exige que sejam definidas uma grande quantidade de métodos e parâmetros de otimização tais como tipos de torneio e reprodução, tamanho da população, número máximo de gerações, taxas de *crossover* e mutação, etc. Apesar de poderem influenciar significativamente os resultados gerados, de maneira geral, esses parâmetros não apresentam uma metodologia de escolha de seus métodos e valores bem definida. Neste trabalho foram adotados, em sua maioria, valores com base na literatura científica pertinente. Os valores adotados para esses parâmetros, bem como os métodos de torneio, *crossover*, mutação, etc. são apresentados e discutidos na Seção 3.6, referente à metodologia da pesquisa.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. Descrição geral da metodologia

A metodologia deste trabalho está dividida em quatro etapas principais, como indica o fluxograma da Figura 9. A primeira consistiu na escolha da área de estudo, sua caracterização, definição de parâmetros relativos a cada sub-bacia (tipo de solo, condutividade hidráulica, porcentagem de área impermeável, inclinação do terreno, etc.) e ao sistema de drenagem existente (direcionamento do escoamento, comprimento, rugosidade e inclinação dos condutos, etc.), além da definição das chuvas de projeto utilizadas. Com base nesses dados, foi possível, então, construir o modelo hidrológico da bacia no PCSWMM nas condições de pré-urbanização e pós-urbanização, este último para diferentes tempos de retorno.

A segunda etapa envolveu a definição dos cenários com elementos de controle: em quais sub-bacias seriam implementados os elementos de controle, os parâmetros requeridos pelo PCSWMM (condutividades hidráulicas, alturas das bermas, porosidade, capacidade de campo, etc.) e as áreas e espessuras das camadas subjacentes mínimas e máximas para cada um (que seriam utilizadas como espaço de busca das variáveis de decisão do AG). De posse dessas informações, foi possível construir o modelo hidrológico para cada cenário LID considerado.

A terceira etapa consistiu na otimização dos cenários LIDs, e envolveu dois processos diferentes. Primeiro, definiu-se os parâmetros requeridos pelo Algoritmo Genético como tamanho da população, quantidade de variáveis de decisão e seus espaços de busca, métodos de *crossover* e mutação, etc. Segundo, desenvolveu-se os códigos das funções objetivo e da integração MATLAB-SWMM. Uma vez que os parâmetros foram definidos e os códigos foram finalizados, deu-se início às otimizações dos cenários. Por fim, fez parte da última etapa a interpretação e análise dos resultados obtidos.

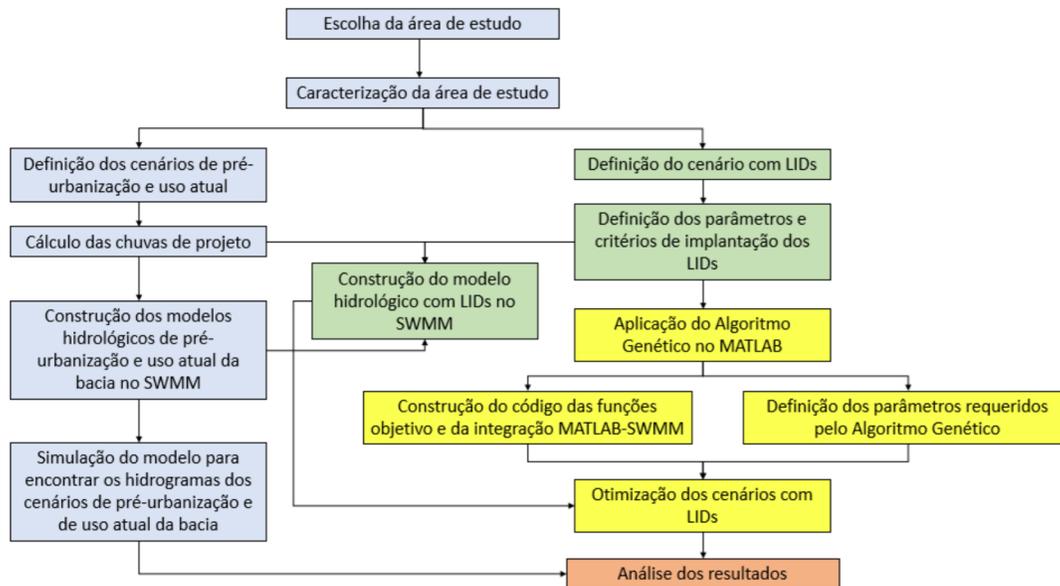


Figura 9. Fluxograma da metodologia geral aplicada na dissertação (azul: primeira etapa; verde: segunda etapa; amarelo: terceira etapa; e vermelho: quarta etapa).

3.2. Área de estudo

A área de estudo definida para este trabalho é composta pelas Superquadras 305 e 306 da Asa Norte de Brasília (DF), inseridas na sub-bacia do Centro Olímpico (bacia do Lago Paranoá), que tem sua cabeceira no Autódromo Nelson Piquet e seu exutório no Lago Paranoá, como indica a Figura 10 (Souza, 2014). De acordo com o Plano Distrital de Saneamento Básico (Adasa, 2018), a Asa Norte apresenta diversas áreas sob risco de alagamento, sendo noticiados ano após ano um elevado número de eventos dessa natureza.

O fato de as Superquadras citadas anteriormente estarem inseridas nesse contexto, como parte geradora de escoamento de água pluvial nessa região, e de haver disponibilidade de dados necessários à pesquisa como ortofotos de alta qualidade, tipo de solo e traçado da rede de drenagem existente, foram fatores decisivos na escolha desta área de estudo.

Trata-se de uma área residencial de 14,7 hectares com uma cobertura impermeável de cerca de 49% distribuídos em telhados, vias, estacionamentos, calçadas e outras superfícies de concreto como quadras esportivas, por exemplo (Tabela 1). A declividade média do terreno é de 2,5% (sentido sudoeste-nordeste), localizando-se entre as cotas 1092 e 1108 metros, de acordo com informações obtidas a partir da plataforma online de Sistema de Informações Territoriais e Urbanas do Distrito Federal, o GeoPortal – DF (1997).

O solo da região é o Latossolo Vermelho, pertencente ao grupo hidrológico A de elevada capacidade de infiltração com taxas a partir de 36,1 mm/h (Sartori *et al.*, 2005; NRCS, 2009; Adasa, 2007; Adasa, 2018a). A região tem um clima tropical úmido (Aw) de acordo com a classificação climática de Köppen-Geiger e uma média anual de precipitação maior que 1100 mm, tendo sua estação chuvosa no verão e estação seca no inverno (Adasa, 2018a).

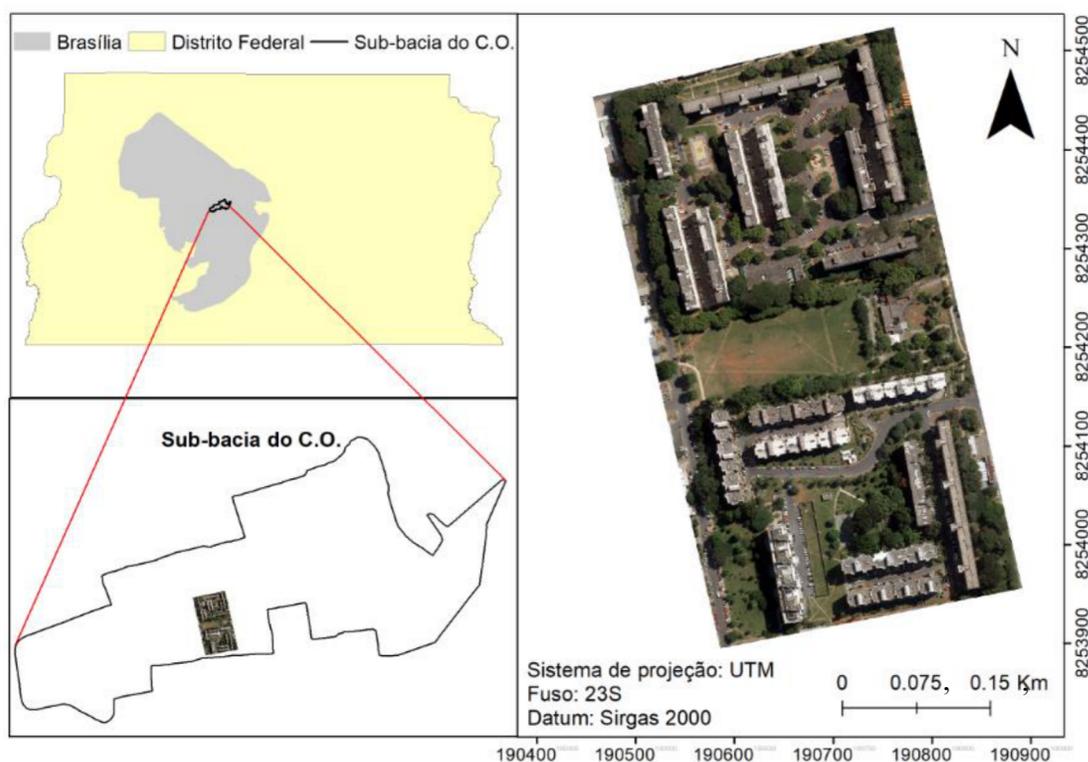


Figura 10. Localização da área de estudo (C.O.: Centro Olímpico).

Tabela 1. Distribuição do uso do solo na área de estudo.

Uso do solo	Área (ha)	Porcentagem da área total (%)
Gramma, vegetação, árvores	7,50	50,85
Vias e estacionamentos	2,61	17,69
Telhados	2,81	19,05
Quadras esportivas, calçadas e outras áreas de concreto	1,83	12,41

Com relação à rede de microdrenagem da bacia, construiu-se um modelo a partir do arquivo fornecido pela Agência Reguladora de Águas, Energia e Saneamento do Distrito Federal (Adasa). O arquivo original foi utilizado para traçar uma simplificação da rede

contendo apenas os trechos maiores e condutos principais. Poços de visita foram adicionados em todos os pontos de alteração de direção dos condutos e/ou a cada aproximadamente 100 metros. Os condutos de montante que transportavam a água de áreas adjacentes para a bacia de estudo foram excluídos, uma vez que essa contribuição de escoamento não foi considerada no trabalho. Além disso, adicionou-se um exutório na cota mais baixa do caminho do escoamento (Figura 11).

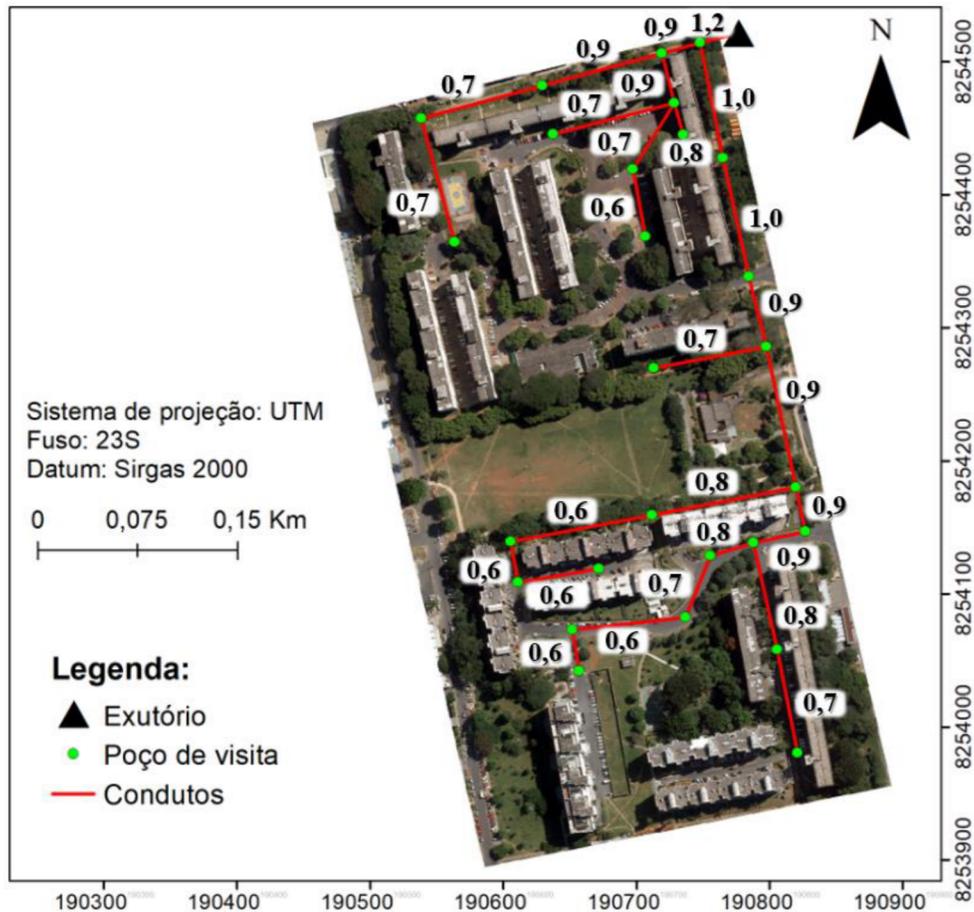


Figura 11. Traçado da rede de microdrenagem da bacia em estudo e diâmetro de cada trecho (em metros).

As cotas de cada poço de visita foram obtidas acoplando suas localizações geográficas com as curvas de nível, fornecidas pelo GeoPortal – DF, no *software Google Earth*. Com essas cotas e os comprimentos dos condutos (calculados automaticamente pelo PCSWMM), obteve-se uma aproximação da inclinação de cada trecho.

Os diâmetros das tubulações foram obtidos a partir de sucessivas simulações e alterações dos valores no PCSWMM de modo a adotar os critérios mínimos de projeto

indicados no Manual de Drenagem do DF e não haver *overflow* em nenhum ponto da rede para uma chuva com tempo de retorno de 10 anos (Adasa, 2018b). No total foram dimensionados 27 trechos com tubulações circulares de diâmetros variando de 0,6 a 1,2 metro. Os critérios considerados foram:

- Diâmetro mínimo: 600 mm;
- Declividade mínima: 0,5%;
- Velocidades limites de escoamento na rede: 1 m/s e 6 m/s;
- Coeficiente Manning: 0,015; e
- Nível de água máximo igual a 82% do diâmetro.

3.3. Modelagem hidrológica

A modelagem hidrológica foi feita com o uso das ferramentas SWMM e PCSWMM. Para a etapa da construção dos modelos hidrológicos foi utilizado o PCSWMM, uma vez que ele permite uma maior integração com dados de informações geográficas e apresenta uma interface mais simples e amigável. Para a etapa referente à otimização utilizou-se o SWMM pois ele permite uma maior facilidade de integração com o MATLAB. Os tópicos a seguir apresentam aspectos mais específicos da modelagem hidrológica realizada por esses modelos, bem como os parâmetros de projeto adotados e as considerações feitas para esse estudo.

3.3.1. Modelagem hidrológica no SWMM/PCSWMM

Essa seção apresenta as diversas considerações, conceituações, definições e modelos pertinentes adotados pelo SWMM/PCSWMM que permitem a realização das simulações hidrológicas. São abordados os processos que foram necessários no desenvolvimento dessa pesquisa, entre eles o escoamento superficial, a propagação de escoamento nas galerias, os modelos de infiltração e a modelagem dos elementos de controle.

3.3.3.1. Escoamento superficial

O SWMM considera cada sub-bacia como uma superfície retangular com determinada declividade e largura, com seu escoamento podendo ser direcionado para um

único canal de drenagem de saída. Além disso, o modelo permite que cada sub-bacia seja dividida em três subáreas: área permeável, área impermeável com armazenamento em depressões e área impermeável sem armazenamento em depressões, como indica a Figura 12.

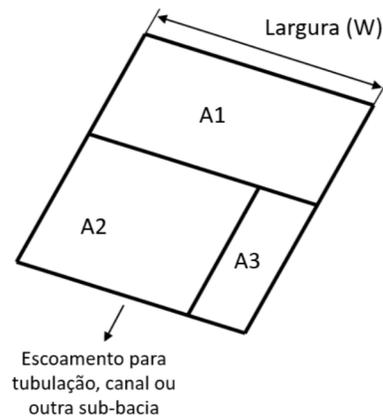


Figura 12. Representação esquemática do parcelamento da sub-bacia em área permeável (A1), área impermeável com armazenamento em depressões (A2) e área impermeável sem armazenamento em depressões (A3). Fonte: adaptado de Rossman e Huber (2016a).

O modelo conceitua cada sub-bacia como um reservatório não linear com uma capacidade de armazenamento definida (d_s), como apresentado na Figura 13. Essa capacidade de armazenamento, também denominada de armazenamento em depressões, está relacionada a abstrações iniciais da chuva por interceptação vegetal e umidade e acúmulo de água na superfície.

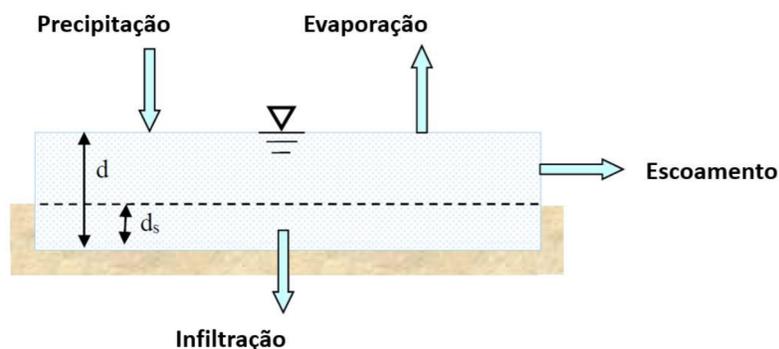


Figura 13. Modelo de reservatório não linear de uma bacia no SWMM. Fonte: adaptado de Rossman e Huber (2016a).

O escoamento começa a ser gerado quando a lâmina de água resultante dos fluxos de entrada e saída (precipitação, infiltração e evaporação) supera a capacidade de armazenamento da bacia. A Lei da Conservação de Massa é, então, utilizada pelo modelo para calcular a variação da lâmina de água no reservatório em relação ao tempo, como indica a Equação 1 (Rossman e Huber, 2016a). As parcelas referentes à evaporação não foram consideradas nesse estudo por não trazerem alterações significativas para os resultados, uma vez que foram utilizados eventos de curta duração.

$$\frac{\partial d}{\partial t} = i - f - q \quad (1)$$

Em que: d = lâmina d'água no reservatório; t = tempo; i = taxa específica de precipitação; f = taxa específica de infiltração; q = vazão específica de escoamento.

O SWMM considera duas hipóteses principais na modelagem do escoamento. A primeira é que o escoamento superficial se aproxima de um fluxo uniforme com uma lâmina de altura $d-d_s$, dentro de um canal retangular com largura e declividade constantes. A segunda é que a largura da bacia (W) sempre será muito maior do que a lâmina de água acumulada (d). Levando em conta essas hipóteses, a taxa de variação da lâmina da água no tempo se dá pela Equação 2.

$$\frac{\partial d}{\partial t} = i - f - \alpha(d - d_s)^{5/3} \quad (2)$$

Em que: d = lâmina d'água no reservatório; t = tempo; i = taxa específica de precipitação; f = taxa específica de infiltração; $\alpha = \frac{1,49}{An} WS^{1/2}$, sendo todos os termos conhecidos e definidos pelo usuário (A = área da bacia; n = coeficiente de rugosidade de Manning; S = declividade); d_s = capacidade de armazenamento da bacia.

O método Runge Kutta de 5ª ordem é, então, utilizado para integrar a Equação 2 e encontrar a altura da lâmina de água e a vazão a cada passo de tempo da simulação. O programa segue um algoritmo, repetido a cada intervalo de tempo, que realiza para cada sub-bacia o cálculo para encontrar o escoamento superficial final (Rossman e Huber, 2016a).

3.3.3.2. Propagação de escoamento nas galerias

O SWMM permite a utilização de três modelos para simulação da propagação do escoamento em condutos: Regime Uniforme, Modelo da Onda Cinemática e Modelo da Onda Dinâmica. O primeiro é o mais simples e apenas translada o hidrograma de entrada até o exutório, sem defasagem ou mudança em seu formato. Os dois últimos modelos são governados pelas Equações da Continuidade e da Quantidade de Movimento para fluxo gradualmente variado não permanente, mais conhecidas como Equações de Saint Venant.

A Equação da Continuidade representa o princípio da conservação de massa e a Equação da Quantidade de Movimento considera a lei de conservação do momento linear em um volume infinitesimal de um determinado líquido em um canal de declividade constante, ou seja, considera todas as forças que atuam nesse volume (Miguez *et al.*, 2016). Essa equação é, então, composta por três parcelas que representam termos de inércia, termo de pressão e termo de gravidade e atrito.

No Modelo da Onda Cinemática, por se tratar de um modelo simplificado, os termos referentes à inércia e à pressão são desconsiderados. Neste estudo foi adotado o Modelo da Onda Dinâmica por se tratar de um modelo mais completo que apresenta resultados mais precisos, inclusive para situações de pressurização de fluxo devido ao preenchimento total de galerias (Rossman, 2015).

3.3.3.3. Modelos de infiltração

O SWMM permite que o usuário escolha entre cinco dos modelos de infiltração mais utilizados em modelagens hidrológicas: Horton, Horton Modificado, *Green-Ampt*, *Green-Ampt* Modificado e *Curve Number* (Rossman, 2015). O Método *Curve Number* do NRCS (*National Resources Conservation Service*), adotado nesta dissertação, é largamente utilizado em estudos de modelagem hidrológica relacionados a escoamento superficial gerados por eventos únicos de precipitação (Rossman e Huber, 2016a).

Este método relaciona a capacidade de armazenamento de água da bacia ($S_{máx}$) com o índice CN (Equação 3), valores tabelados que estimam o escoamento superficial utilizando parâmetros de tipo e uso do solo e as suas condições anteriores de umidade (Chow *et al.*, 1988). Os valores de entrada exigidos no SWMM para esse modelo são o CN e o tempo

necessário que o solo completamente saturado leva para secar. Como este estudo considera um único evento, o último parâmetro não foi utilizado.

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{25.400}{CN} - 254 \quad (3)$$

O método *Curve Number* considera, em sua equação governante, um termo referente às perdas ocorridas por abstração inicial. No entanto, como o SWMM realiza a modelagem dessas perdas separadamente, através do parâmetro “armazenamento em depressões”, a equação utilizada por ele desconsidera esse termo. A infiltração da água no solo é descrita, então, pela Equação 4.

$$F = P - \frac{P^2}{P + S_{m\acute{a}x}} \quad (4)$$

Em que: F = infiltração da água no solo; P = precipitação total.

3.3.3.4. Modelagem dos LIDs

O SWMM considera a estrutura de cada unidade LID como sendo composta por diferentes camadas subjacentes que recebem água da camada superior e a infiltra para a camada inferior, até chegar no solo matriz ou na camada impermeável. A Figura 14 mostra a representação de um dispositivo genérico evidenciando os processos hidrológicos considerados na modelagem.

Estão disponíveis no modelo os seguintes elementos de controle: células de biorretenção, jardins de chuva, telhados verdes, trincheiras de infiltração, pavimentos permeáveis, barris de chuva, desconexão de telhado (redirecionamento da água do telhado para áreas permeáveis) e valas de infiltração. Existem duas maneiras possíveis de se representar a implementação desses LIDs no modelo. A primeira é criar uma sub-bacia especificamente para o dispositivo. A segunda, é a implementação de um ou mais LIDs em uma sub-bacia existente.

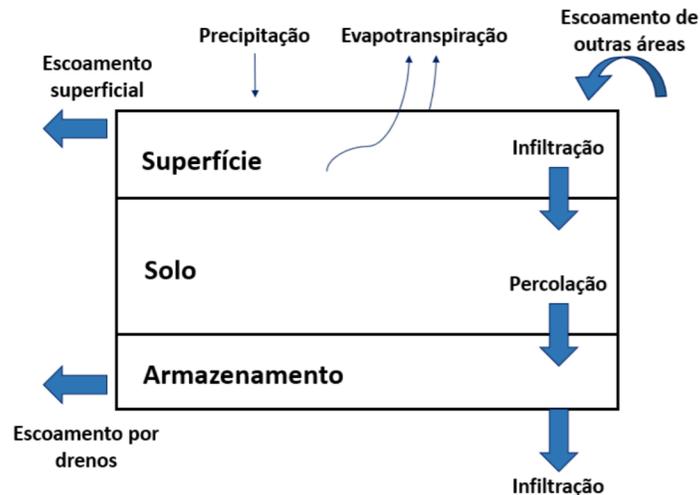


Figura 14. Representação esquemática dos processos hidrológicos e das camadas dos LIDs no SWMM. Fonte: adaptado de Rossman e Huber (2016b).

A Figura 15 mostra como funciona o direcionamento do fluxo e a adequação das áreas permeável e impermeável após a implementação do LID. É importante notar que caso a implementação seja feita da segunda maneira é necessário fazer ajustes nos valores de porcentagem impermeável e de largura de escoamento da bacia (Rossman, 2015).

Para este estudo, os LIDs foram inseridos em sub-bacias existentes e como as áreas de cada dispositivo foram definidas como variáveis de decisão do problema de otimização, se mostrou necessário o ajuste mencionado anteriormente. Esses ajustes foram realizados de maneira automatizada dentro do código da função objetivo desenvolvido no MATLAB para o processo de otimização.

Para realizar a modelagem hidrológica dos LIDs, o SWMM assume algumas simplificações. São elas (Rossman e Huber, 2016b):

- A área da seção transversal do dispositivo se mantém constante por toda a sua altura;
- O fluxo através do dispositivo é unidimensional na direção vertical;
- A precipitação e o escoamento recebidos de áreas subjacentes são distribuídos de maneira uniforme pela superfície;
- A umidade é distribuída uniformemente na camada do solo;
- As forças matriciais (capilaridade e adsorção) na camada de armazenamento são dispensáveis.

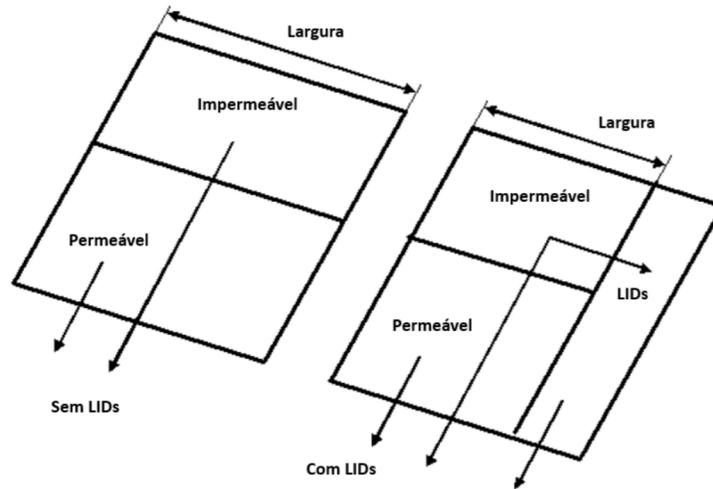


Figura 15. Representação esquemática da subdivisão da sub-bacia e direcionamento de escoamento superficial antes e depois da implementação de LIDs. Fonte: adaptado de Rossman (2015).

Cada tipo de dispositivo utiliza as camadas necessárias para representar da melhor maneira o seu funcionamento real. A célula de bioretenção possui três camadas: superfície, substrato e armazenamento. O SWMM realiza o balanço hídrico para cada uma delas e as Equações 5 a 7 abaixo representam as equações governantes para cada uma dessas camadas, respectivamente.

A taxa de escoamento superficial é calculada usando a Equação de Manning para regime de superfície uniforme, assumindo uma largura de fluxo muito maior que a profundidade. Assume-se, também, que toda água acumulada na superfície que excede a capacidade de armazenamento em depressões se torna imediatamente escoamento superficial. A infiltração da água na camada superficial para a camada do solo é calculada pelo método da curva CN e a percolação da água nesse solo é modelada utilizando a Lei de Darcy. Por fim, para a modelagem da vazão infiltrada no solo nativo considera-se a taxa de infiltração deste solo, fornecida pelo usuário.

$$\phi_{bts} \frac{\partial d_{bts}}{\partial t} = i + q_0 - f_1 - q_1 \quad (5)$$

$$D_{bt} \frac{\partial \theta_{bt}}{\partial t} = f_1 - f_2 \quad (6)$$

$$\phi_{bta} \frac{\partial d_{bta}}{\partial t} = f_2 - f_3 \quad (7)$$

Em que: ϕ_{bts}, ϕ_{bta} = fração de vazios na superfície (não preenchida por vegetação) e na camada de armazenamento (volume de vazios/volume total), respectivamente; d_{bts}, d_{bta} = lâmina d'água acumulada na superfície e na camada de armazenamento (mm), respectivamente; t = tempo (s); i = precipitação (mm/s); f_1, f_2, f_3 = infiltração para a camada de solo, percolação para a camada de armazenamento e infiltração no solo nativo, respectivamente (mm/s); q_0, q_1 = contribuições externas e escoamento superficial (mm/s), respectivamente; D_{bt} = espessura do solo (mm); θ_{bt} = umidade do solo.

O telhado verde é modelado de maneira semelhante à célula de bioretenção. No entanto, não há infiltração no solo nativo. A vazão escoada na parte inferior da camada de drenagem é calculada considerando um fluxo uniforme em canal aberto. As Equações 8 a 10 indicam as equações governantes para a modelagem deste dispositivo.

$$\phi_{tvs} \frac{\partial d_{tvs}}{\partial t} = i - f_1 - q_1 \quad (8)$$

$$D_{tv} \frac{\partial \theta_{tv}}{\partial t} = f_1 - f_2 \quad (9)$$

$$\phi_{tva} \frac{\partial d_{tva}}{\partial t} = f_2 - q_3 \quad (10)$$

Em que: ϕ_{tvs}, ϕ_{tva} = fração de vazios na superfície e na camada de armazenamento, respectivamente; d_{tvs}, d_{tva} = lâmina d'água acumulada na superfície e na camada de armazenamento (mm), respectivamente; t = tempo (s); i = precipitação (mm/s); f_1, f_2 = infiltração para a camada de solo e percolação para a camada de armazenamento, respectivamente (mm/s); q_1, q_3 = escoamento superficial e escoamento na superfície impermeável (mm/s), respectivamente; D_{tv} = espessura do solo (mm); θ_{tv} = umidade do solo.

Para o pavimento permeável é adicionado uma camada para o concreto/asfalto poroso ou blocos intertravados acima da camada de armazenamento. As equações governantes para as camadas desse LID (superfície, pavimento e armazenamento, respectivamente) são apresentadas abaixo (Equações 11 a 13). Percebe-se que a Equação 11 considera contribuições externas e a Equação 13 considera a infiltração no solo nativo, assim como na célula de biorretenção. No entanto, diferentemente dos dois LIDs citados acima, não é

considerada a fração de vazios na Equação 11 pelo fato de não haver cobertura vegetal no pavimento permeável.

$$\frac{\partial d_{pp1}}{\partial t} = i + q_0 - f_1 - q_1 \quad (11)$$

$$D_{pp1}(1 - f_4) \frac{\partial \theta_{pp1}}{\partial t} = f_1 - f_4 \quad (12)$$

$$\phi_{pp} \frac{\partial d_{pp3}}{\partial t} = f_4 - f_3 \quad (13)$$

Em que: d_{pp1}, d_{pp3} = lâmina de água acumulada na superfície e na camada de armazenamento (mm), respectivamente; t = tempo (s); i = precipitação (mm/s); q_0, q_1 = escoamento de outras áreas e escoamento superficial (mm/s), respectivamente; D_{pp1} = espessura do pavimento (mm); θ_{pp1} = umidade do pavimento permeável; f_1, f_4, f_3 = infiltração para a camada de pavimento, para a camada de armazenamento e para o solo nativo, respectivamente (mm/s); ϕ_{pp} = fração de vazios da camada de armazenamento.

3.3.2. Discretização da área de estudo

Na etapa referente à discretização da área de estudo utilizou-se o PCSWMM para delinear cada sub-bacia com o auxílio de ortofotos da área (de 2016, fornecidas pela NOVACAP) e o traçado da rede de drenagem existente, ambos georreferenciados. A discretização foi feita de modo a separar as sub-bacias em áreas que poderiam ou não conter LIDs e que tipo de LIDs poderiam ser implementados.

Para isso, considerou-se, além da rede de microdrenagem existente, o uso atual do solo. A área de estudo foi, então, dividida em 57 sub-bacias: 13 representando vias, acessos e estacionamentos, 20 representando os telhados dos edifícios e das casas e 24 representando um uso variado do solo (áreas verdes, jardins, quadras esportivas, praças, etc.). A Figura 16 apresenta essa discretização e a área de contribuição de cada PV e a Figura 17 mostra o uso do solo de cada sub-bacia.

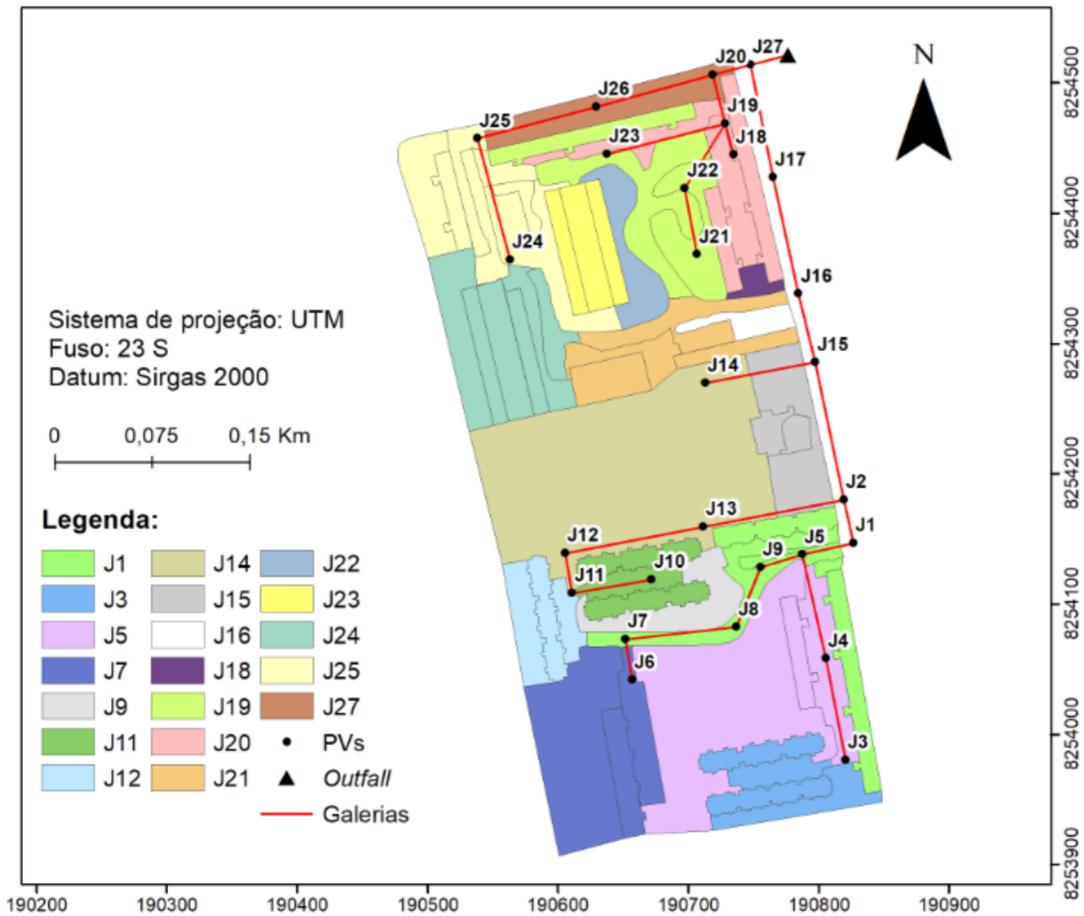


Figura 16. Discretização da área de estudo e área de contribuição dos PVs (J).

Cada telhado, via e estacionamento foi delineado visando a implementação de telhados verdes e pavimentos permeáveis, respectivamente. Da mesma maneira, áreas propícias à implantação de células de bioretenção foram delineadas visando a aplicação deste dispositivo. A localização dos elementos de controle é abordada de maneira detalhada em tópicos posteriores.

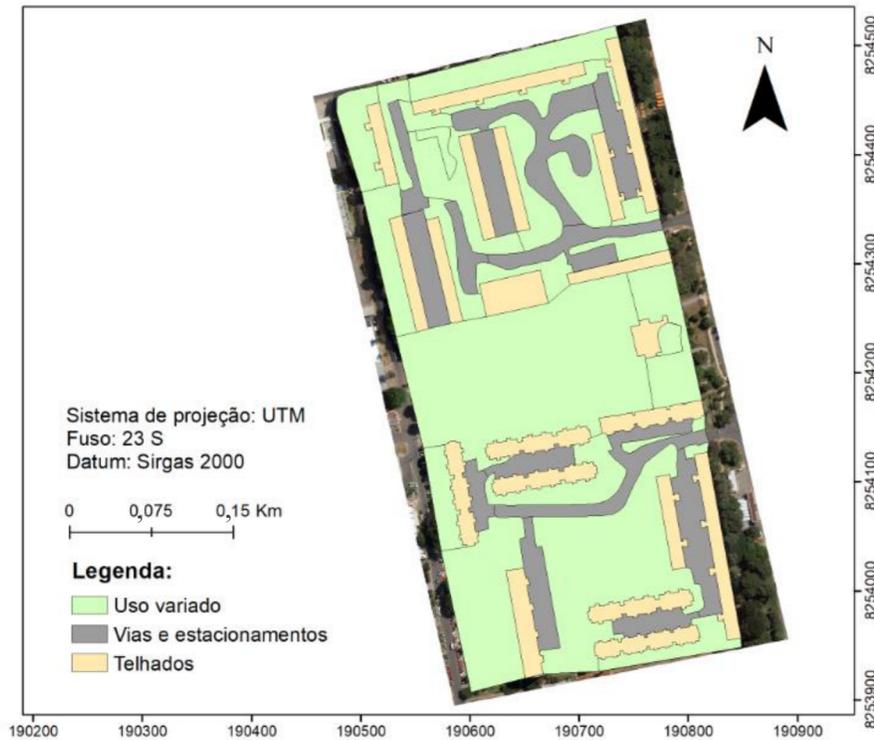


Figura 17. Sub-bacias discretizadas de acordo com o uso do solo da bacia.

3.3.3. Parâmetros das sub-bacias

O SWMM exige uma variedade de dados de entrada para cada sub-bacia. Os principais são: área, largura do escoamento, declividade, porcentagem de área impermeável, coeficiente Manning para áreas permeáveis e impermeáveis, armazenamento em depressões para áreas permeáveis e impermeáveis e coeficiente CN.

As áreas foram calculadas de maneira automática pelo PCSWMM à medida que se delineava cada sub-bacia. Já para calcular as larguras de escoamento utilizou-se a Equação 14, uma vez que nem todas as sub-bacias apresentam um formato regular que permitiriam uma estimativa direta desse parâmetro. Além disso, essa equação permite que a largura de escoamento seja estimada sem precisar calcular o comprimento do percurso do fluxo d'água de cada sub-bacia, como indicado em Rossman e Huber (2016a), facilitando a modelagem quando um grande número de sub-bacias é utilizado.

Por outro lado, é necessário que o parâmetro k seja definido. Em um estudo relacionado à calibração de parâmetros feito com três bacias de 6 a 12 hectares, Krebs *et al.* (2014) encontraram valores de k variando entre 0,5 e 1,1, sendo o mais frequente 0,7. Este valor foi o adotado para o presente estudo.

$$W = k\sqrt{A} \quad (14)$$

Em que: W = largura do escoamento; k = coeficiente adimensional; A = área da bacia.

A declividade aproximada de cada sub-bacia foi obtida a partir das curvas de nível da área, sempre sendo observado o sentido do escoamento. Já a porcentagem de área impermeável foi estimada a partir das ortofotos da bacia, calculando-se a área coberta por vias, telhados, calçadas, quadras esportivas, entre outros, no PCSWMM. Os coeficientes de Manning adotados foram 0,15 e 0,011 para as áreas permeáveis e impermeáveis, respectivamente (Rossman, 2015).

Com relação ao armazenamento em depressões, ou seja, a capacidade de armazenamento d'água de cada sub-bacia, adotou-se valores intermediários sugeridos pelo Manual do SWMM: 3,81 e 1,9 mm para áreas permeáveis e impermeáveis, respectivamente. O modelo de infiltração adotado neste estudo foi o *Curve Number* por causa da disponibilidade dos dados necessários, como o tipo de solo e o CN de cada sub-bacia. Adotou-se uma condição média de umidade do solo (Condição II), representando uma chuva nos cinco dias anteriores entre 15 e 40 mm, e um CN igual a 98 para coberturas impermeáveis e a 39 para coberturas permeáveis. A bacia pré-urbanizada foi considerada com cobertura exclusivamente de grama, com um CN também de 39 (Rossman, 2015).

3.3.4. Chuvas de projeto

Nesse estudo foram utilizadas três chuvas de projetos, representando três tempos de retorno, a fim de se avaliar e comparar a resposta hidrológica da bacia com e sem elementos de controle LID para diferentes intensidades de eventos, bem como o impacto que essas alterações teriam no processo de otimização. Todas as chuvas foram obtidas a partir da equação IDF especificada para a região do Distrito Federal, estabelecida no manual de drenagem e manejo de águas pluviais urbanas do DF, indicada na Equação 15 (Adasa, 2018b). Os tempos de retorno adotados foram 10, 25 e 50 anos.

$$i = \frac{4374,17Tr^{0,207}}{(Td+11)^{0,884}} \quad (15)$$

Em que: i = intensidade da chuva (mm/h); Tr = tempo de retorno (anos); Td = tempo de duração da chuva (min).

Já para a escolha da duração do evento, em estudos e projetos na área de drenagem urbana, normalmente, é adotado um valor igual ou maior que o tempo de concentração referente à bacia em estudo, permitindo assim que a área inteira contribua para a geração de escoamento no exutório.

Para isso, utilizou-se a Equação 16, obtida a partir da solução da Onda Cinemática-Manning, indicada para escoamento em superfícies planas (NRCS, 1986). Neste cálculo considerou-se a bacia em situação natural (pré-urbanizada) pois esta apresenta um tempo de concentração maior do que a bacia urbanizada, podendo assim ser utilizado para as duas situações. Foram utilizados os seguintes valores de parâmetros: coeficiente de Manning igual a 0,15, referente a uma cobertura do solo com gramado (Rossman, 2015), inclinação do terreno igual a 2,5% e P_{24} igual a 97,6 mm.

$$Tc = \frac{5,474(nL)^{0,8}}{P_{24}^{0,5} S^{0,4}} \quad (16)$$

Em que: Tc = tempo de concentração; n = coeficiente Manning; L = comprimento da lâmina de escoamento; P_{24} = lâmina d'água acumulada em um período de 24h para Tr de 50 anos; S = inclinação do terreno.

Com isso, encontrou-se um tempo de concentração de 136,3 minutos. O tempo adotado para a duração da chuva foi de 140 minutos, levando a chuvas de projeto com intensidades 30,1, 36,3 e 41,9 mm/h e lâminas de 70,1, 80,8 e 97,9 mm para os tempos de retorno de 10, 25 e 50 anos, respectivamente.

A distribuição das chuvas ao longo do tempo foi obtida a partir do método dos blocos alternados. Utilizando-se a equação IDF e um tempo de discretização de dois minutos obteve-se os hietogramas apresentado nas Figuras 18, 19 e 20.

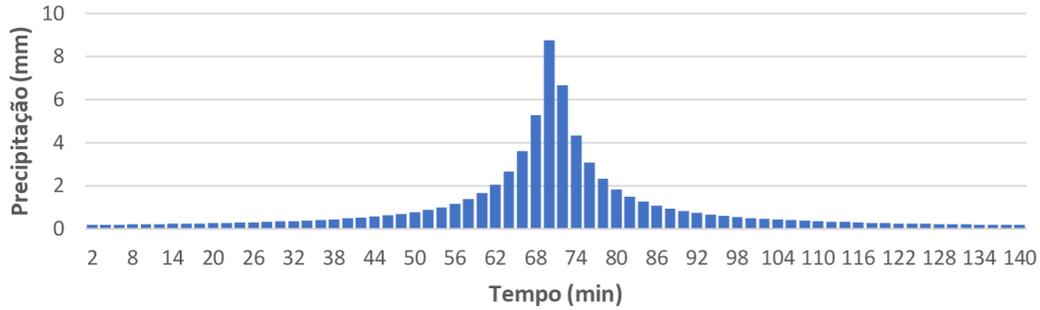


Figura 18. Hietograma de projeto para $Tr = 10$ anos.

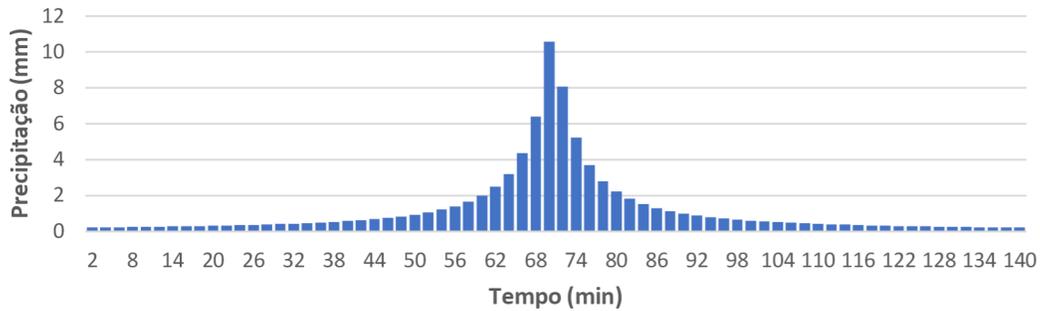


Figura 19. Hietograma de projeto para $Tr = 25$ anos.

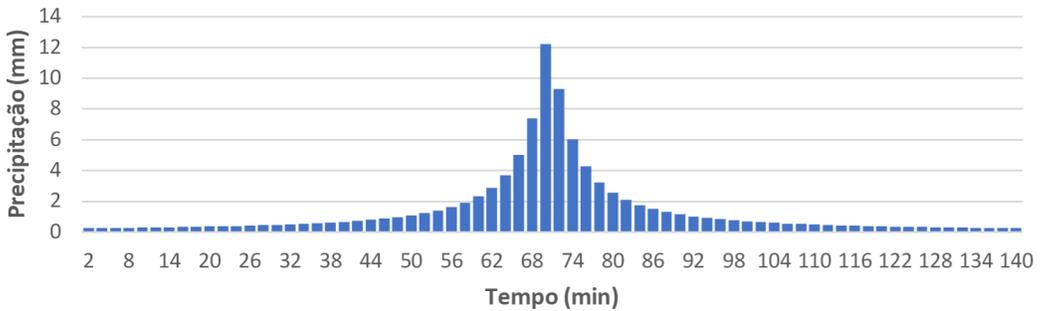


Figura 20. Hietograma de projeto para $Tr = 50$ anos.

3.3.5. LIDs: sub-bacias e parâmetros

Para esse estudo optou-se por adotar as seguintes medidas de controle: pavimento permeável, telhado verde e células de biorretenção. Esses elementos foram selecionados por possuírem diferentes mecanismos de funcionamento e diferentes camadas subjacentes entre si, permitindo uma análise ampla e diversificada da eficácia do Algoritmo Genético na otimização dos cenários considerando suas áreas e as espessuras de suas camadas

subjacentes como variáveis de decisão. A Tabela 2 abaixo apresenta algumas das principais diferenças entre esses elementos de controle.

Tabela 2. Principais diferenças entre os elementos de controle adotados.

LID	Principais mecanismos de controle do escoamento	Camadas principais	Espessuras das camadas principais (mm)
Biorretenção	Infiltração e evapotranspiração	Substrato e armazenamento	600-1500 e 150-500
Pavimento Permeável	Infiltração	Armazenamento	150-900
Telhado verde	Evapotranspiração	Substrato	50-150

Com relação à escolha das áreas potenciais para a implementação dos dispositivos LIDs, optou-se pela implementação de telhados verdes em todos os telhados, pavimento permeável em todas as vias e estacionamentos e células de biorretenção em locais que apresentavam área disponível para sua implantação e que permitissem o direcionamento do escoamento de áreas adjacentes para o dispositivo. As sub-bacias designadas para os LIDs, bem como suas áreas, são apresentadas na Figura 21.

As camadas adotadas para cada LID são ilustradas na Figura 22 e descritas a seguir:

- Célula de biorretenção: camada superficial com cobertura vegetal (espécie *Sansevieria trifasciata* (Macedo *et al.*, 2019), popularmente conhecida como Espada de São Jorge, bastante adaptável a ambientes de sol e sombra e não requer muita rega ou adubação. Foi considerado um espaçamento de 20 cm entre cada planta.); camada de substrato de terra vegetal preta; manta geotêxtil; e camada de armazenamento preenchida com brita nº 3.
- Pavimento permeável: camada superficial com asfalto poroso (Pré-Misturado a Frio (PMF) de faixa A, com grande capacidade de infiltração (Acioli, 2005)); camada de armazenamento preenchida com brita nº 3; e manta geotêxtil.
- Telhado verde: camada superficial com cobertura vegetal (grama Esmeralda); camada de substrato de terra vegetal preta; manta geotêxtil; camada drenante composta por argila expandida; e manta impermeabilizante.

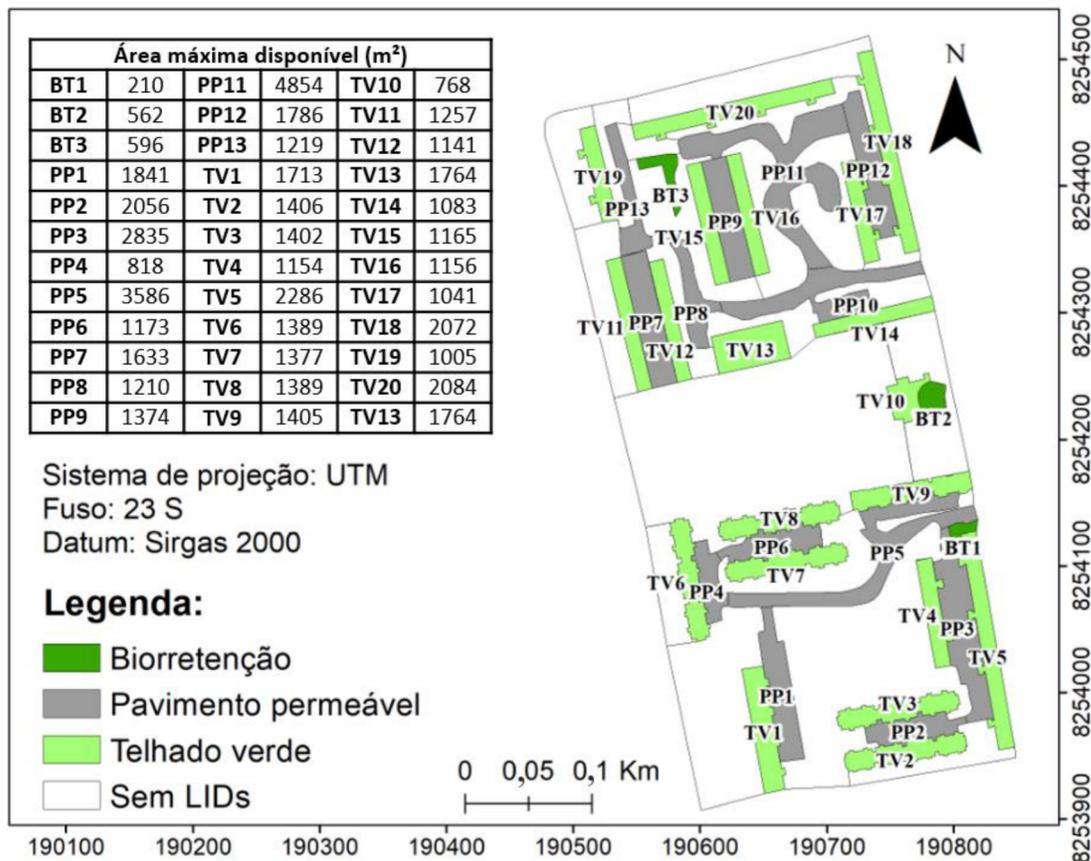


Figura 21. Localização dos elementos de controle adotados (BT: biorretenção; PP: pavimento permeável; TV: telhado verde) e áreas das suas sub-bacias.

As áreas ocupadas por cada dispositivo e as espessuras das camadas de substrato (telhado verde e célula de biorretenção) e de armazenamento (pavimento permeável e célula de biorretenção) não foram fixadas por fazerem parte das variáveis de decisão do processo de otimização. Os limites impostos às espessuras das camadas mencionadas acima são apresentados na Tabela 3, na Tabela 4 e na Tabela 5 (baseados em referências bibliográficas) e os valores máximos impostos às áreas são apresentados na Figura 21 (áreas máximas disponíveis em cada sub-bacia).

No total foram disponibilizados cerca 0,7% da bacia para as células de biorretenção, 17,8% para os pavimentos permeáveis e 19,1% para os telhados verdes. Com relação a área total disponível para LIDs, as células de biorretenção representaram cerca de 2,5%, os pavimentos permeáveis cerca de 47% e os telhados verdes cerca de 50,5%.

Por não ter sido realizado nenhum procedimento de calibração das variáveis de projeto dos elementos de controles considerados nesse estudo, adotou-se valores com base

na literatura científica pertinente. Os valores dos parâmetros e as referências utilizadas são apresentados na Tabela 3, Tabela 4 e Tabela 5.

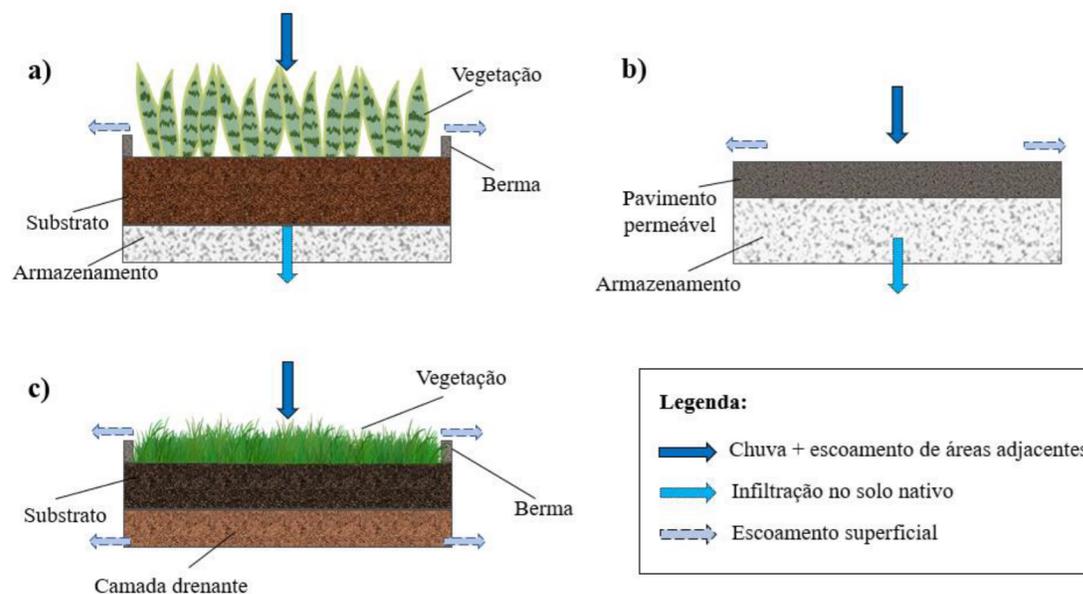


Figura 22. Desenhos esquemáticos dos componentes dos LIDs adotados e fluxos de entrada e saída de água. (a) Célula de biorretenção. (b) Pavimento permeável. (c) Telhado verde.

Para esse estudo não foi considerado o fator de colmatção. No entanto, para fins orçamentários considerou-se um custo de manutenção necessário para manter o funcionamento pleno do dispositivo, envolvendo sua limpeza para mitigação desse processo. Também não foi considerado a utilização de drenos abaixo da camada de armazenamento, levando em conta a alta permeabilidade do solo da bacia em estudo.

Tabela 3. Valores adotados para os parâmetros das células de biorretenção.

Camada	Parâmetro	Baek <i>et al.</i> (2015)	Chui <i>et al.</i> (2016)	Yang e Chui (2018)	Wang <i>et al.</i> (2019a)	Wang <i>et al.</i> (2019b)	Leimgruber <i>et al.</i> (2019)	Liang <i>et al.</i> (2019)	Valor adotado
Superfície	Altura da berma (mm)	-	150	152	152	150	300	150	150
	Volume de vegetação (m ³ /m ³)	0	0,1	0,05	0,05	0,1	0,1	0,1	0,1
	Coefficiente Manning	0,1	0,1	0	0	0,1	0,16	0,2	0,1
	Inclinação da superfície (%)	1	1	0	0	0,5	1	0,2	1

Substrato	Espessura (mm)	449,8-899,9	600-1500	610	610	600	300	450	600-1500
	Porosidade (m ³ /m ³)	0,5	0,5	0,52	0,52	0,5	0,5	0,25	0,5
	Capacidade de campo (m ³ /m ³)	0,2	0,2	0,15	0,15	0,2	0,2	0,2	0,2
	Ponto de murcha (m ³ /m ³)	0,1	0,1	0,08	0,08	0,1	0,1	0,1	0,1
	Condutividade (mm/h)	0,5	250	119	119	250	120	50	119
	Gradiente de condutividade (%)	10	10	39,3	39,3	10	40	40	10
	Sucção capilar (mm)	3,5	87,5	48	48	87,5	50	20	48
Armazenamento	Espessura (mm)	149,8-449,8	500	305	305	300	100	450	150-500
	Fração de vazios (m ³ /m ³)	0,5-0,75	0,75	0,75	0,67	0,75	0,3	0,43	0,75

Tabela 4. Valores adotados para os parâmetros dos pavimentos permeáveis.

Camada	Parâmetro	Qin <i>et al.</i> (2013)	Rossmann (2015)	Chui <i>et al.</i> (2016)	Rossmann e Huber (2016b)	Zanandrea e Silveira (2018)	Valor adotado
Superfície	Altura da Berma (mm)	0	-	0	-	3	0
	Volume de vegetação (m ³ /m ³)	0	0-0,2	0	-	0	0
	Coefficiente Manning	0,014	-	0,012	-	0,05	0,012
Pavimento	Espessura (mm)	100	100-150	Variável	76,2-203,2	100	100
	Fração de vazios (m ³ /m ³)	0,2	0,12-0,21	0,15	-	0,2	0,15
	Fração de superfície impermeável (%)	-	0	0	-	0	0
	Permeabilidade (mm/h)	360	-	500	127-3810	540	500
Armazenamento	Espessura (mm)	150	150-450	300	152,4-914,4	350	150-900
	Fração de vazios (m ³ /m ³)	0,5	0,5-0,75	0,4	0,2-0,4	0,5	0,5

Tabela 5. Valores adotados para os parâmetros das células dos telhados verdes.

Camada	Parâmetro	Qin <i>et al.</i> (2013)	Chui <i>et al.</i> (2016)	Rossmann e Huber (2016)	Krebs <i>et al.</i> (2016)	Yang e Chui (2018)	Leimgruber <i>et al.</i> (2019)	Valor adotado
Superfície	Altura da berma (mm)	75	25	-	30	25	10	25
	Volume de vegetação (m ³ /m ²)	-	0,1	-	0,1	0,1	0,2	0,1
	Coefficiente Manning	-	0,1	-	0,168	0,1	0,1	0,1
	Inclinação da superfície (%)	-	1	-	8	2	1	1
Substrato	Espessura (mm)	150	-	50,8-152,4	100	102	100	50-150
	Porosidade (m ³ /m ³)	0,437	0,5	0,45-0,5	0,41	0,6	0,55	0,5
	Capacidade de campo (m ³ /m ³)	0,1	0,2	0,3-0,5	0,29	0,3	0,4	0,3
	Ponto de murcha (m ³ /m ³)	0,024	0,1	0,05-0,2	0,02	0,1	0,1	0,1
	Condutividade (mm/h)	120	750	-	37,9	1016	50	120
	Gradiente de condutividade (%)	5	10	-	40	30	30	10
	Sucção capilar (mm)	50	87,5	-	61,3	51	65	60
Camada drenante	Espessura (mm)	-	75	12,7-50,8	3,8	51	30	50
	Fração de vazios (m ³ /m ³)	-	0,5	0,2-0,4	0,41	0,5	0,4	0,5
	Coefficiente Manning	-	0,1	0,01-0,03	0,01	0,012	0,02	0,1

3.4.Cenários considerados

Para a etapa da avaliação do impacto da urbanização no escoamento superficial da bacia foram considerados dois cenários. O primeiro (Cenário 0) corresponde à bacia em condições de pré-urbanização e o segundo (Cenário 1) corresponde à bacia urbanizada, com uso e ocupação do solo nas condições atuais. Esses dois cenários foram simulados para um tempo de retorno de 10 anos. Além disso, para o Cenário 1 foram feitas simulações para

chuvas com tempos de retorno de 25 e 50 anos a fim de verificar a resposta hidrológica da bacia, em condições atuais, a eventos mais intensos.

O modelo de otimização proposto foi testado considerando os seguintes cenários com aplicação de elementos de controle na bacia urbanizada:

- Cenário 2: implementação de pavimentos permeáveis;
- Cenário 3: implementação de telhados verdes;
- Cenário 4: implementação combinada de pavimentos permeáveis, telhados verdes e células de biorretenção.

A escolha desses cenários ocorreu de modo a possibilitar a análise da aplicação do Algoritmo Genético em diferentes situações. Um dos pontos considerados foi a análise do processo de otimização em cenários mais simples, com menos variáveis de decisão e apenas um elemento de controle utilizado, em contraste a um cenário mais complexo, com uma maior quantidade de variáveis de decisão e com o uso integrado de três elementos de controle diferentes.

Além disso, objetivando gerar uma situação de maior concorrência entre os LIDs adotados, o escoamento superficial gerado nos telhados, bem como o escoamento não controlado pelos telhados verdes (nos cenários 3 e 4), foi direcionado para as sub-bacias designadas para pavimentos permeáveis e células de biorretenção (Figura 21) em todos os cenários, como indicam a Figura 23 e Figura 24. Por se tratar do controle de uma mesma área, o Algoritmo Genético seria levado a gerar soluções em que um LID prevalecesse sobre o outro, o que permitiria uma melhor análise do modelo de otimização proposto. Outro ponto considerado foi que esse direcionamento, junto às chuvas de projeto com maiores tempos de retorno, permitiria um maior aporte de água para os LIDs, tornando possível uma maior variação das espessuras de suas camadas de substrato ou de armazenamento.

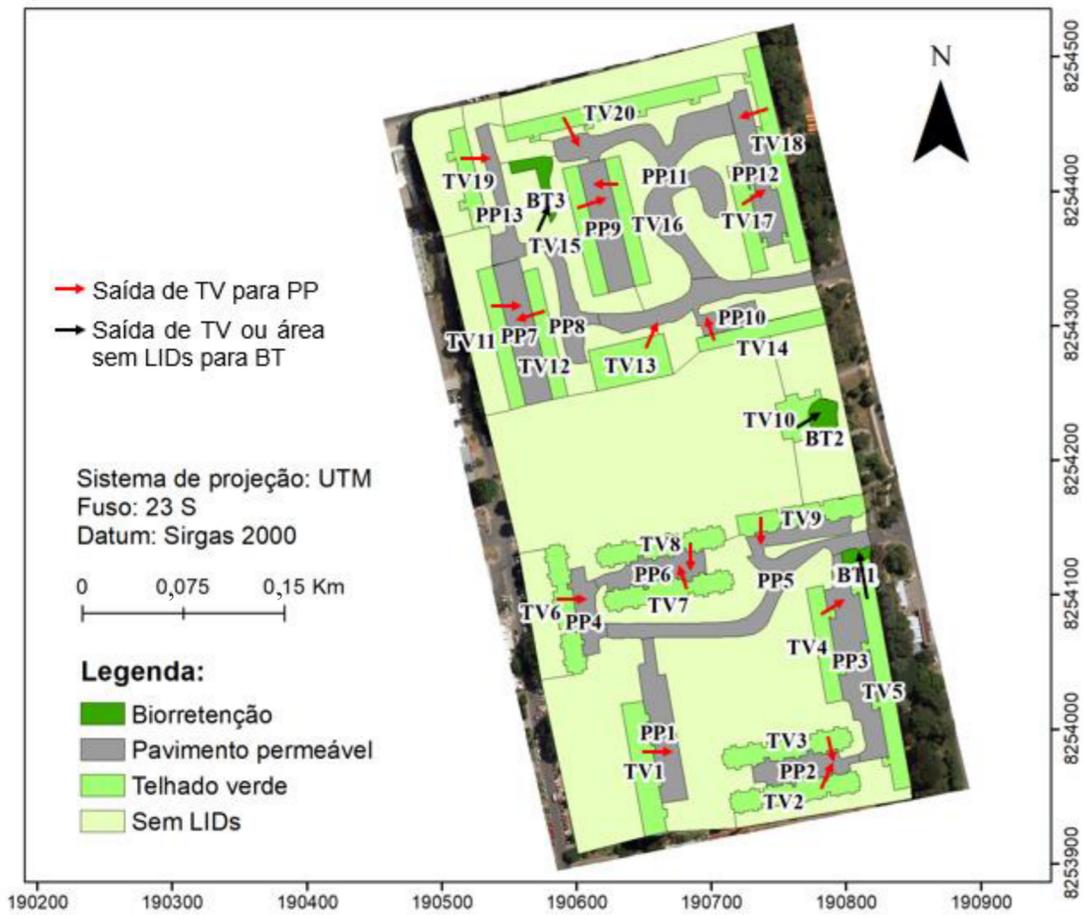
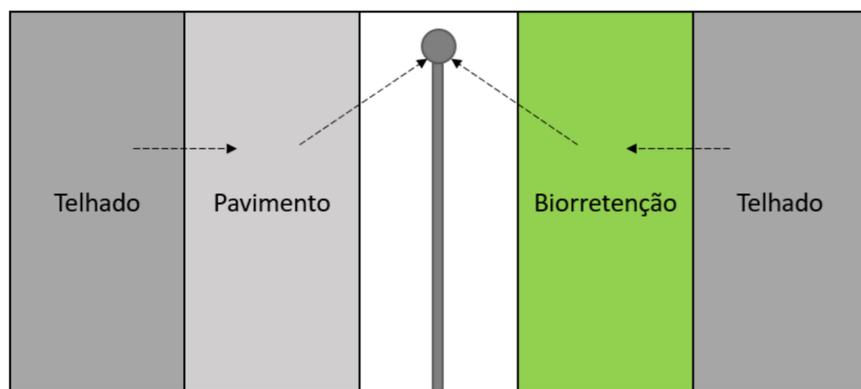


Figura 23. Direcionamento do escoamento gerado nos telhados/telhados verdes.



Legenda: ----> Sentido do escoamento ● PV — Galeria

Figura 24. Desenho esquemático do direcionamento do escoamento superficial de telhados para pavimentos permeáveis e células de biorretenção.

3.5. Análise de custos

Apesar de representarem uma parcela significativa dos custos totais envolvidos, os custos de manutenção são muitas vezes negligenciados em estudos relacionados à drenagem sustentável. Neste sentido, para cada cenário realizou-se o processo de otimização considerando uma situação em que apenas os custos de implantação dos elementos eram incluídos nas funções objetivo de custo e outra situação em que eram incluídos os custos de implantação e de manutenção, para um ciclo de vida de 30 anos. A otimização dos cenários para essas duas situações permitiu uma análise do impacto que os custos de manutenção teriam na definição das configurações ideais dos LIDs para o controle de escoamento.

Os preços utilizados nas funções objetivo de custo foram obtidos pelo Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI), da Caixa Econômica Federal, pelo Sistema de Custos Referenciais de Obras (SICRO), do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), e por pesquisas de mercado.

Todos os valores, assim como locais e datas de referência, são apresentados na Tabela 6. Vale frisar que custos secundários como frete de materiais, retirada do pavimento atual e mudanças estruturais nos telhados não foram considerados. As Equações 17 a 20 abaixo apresentam as funções utilizadas para os cálculos dos custos de implantação das células de biorretenção, dos pavimentos permeáveis e dos telhados verdes e para os custos totais de implantação, respectivamente.

$$Custo_imp_{BT} = \sum_{i=1}^3 [c_1 A_i (EA_i + ES_i) + c_2 S J_i + c_3 A_i ES_i + c_4 A_i EA_i + c_5 A_i] \quad (17)$$

$$Custo_imp_{PP} = \sum_{i=1}^{13} [c_1 A_i (EA_i + 0,1) + 0,1 c_6 A_i + c_4 A_i ES_i + c_5 A_i] \quad (18)$$

$$Custo_imp_{TV} = \sum_{i=1}^{20} [c_7 A_i + c_3 A_i ES_i + c_5 A_i + 0,05 c_8 A_i + c_9 A_i] \quad (19)$$

$$Custo_imp_{total} = Custo_imp_{BT} + Custo_imp_{PP} + Custo_imp_{TV} \quad (20)$$

Em que: i = índice da sub-bacia; c_1 = custo de escavação manual por m^3 ; c_2 = custo unitário da Espada de São Jorge; c_3 = custo do m^3 de terra vegetal; c_4 = custo do m^3 de pedra britada; c_5 = custo do m^2 de manta permeável; c_6 = custo do m^3 de PMF; c_7 = custo do m^2 de grama

Esmeralda; c_8 = custo do m^3 da argila expandida; c_9 = custo do m^2 da manta impermeabilizante; A = área de cada LID; EA = espessura da camada de armazenamento; ES = espessura da camada de substrato; SJ = quantidade de Espadas de São Jorge na sub-bacia.

Tabela 6. Custos unitários referentes aos componentes dos LIDs utilizados.

Célula de Bioretenção						
Base de dados	Código	Descrição	Unidade	Preço (R\$)	Ano	Local
SICRO	4805750	Escavação manual em material de 1ª categoria	m^3	28,60	abr/19	Distrito Federal
SINAPI	4722	Pedra britada n. 3 (38 a 50 mm) posto pedreira/fornecedor, sem frete	m^3	84,79	out/19	Brasília
SINAPI	83669	Fornecimento/Instalação Manta Bidim RT-16	m^2	8,89	out/19	Brasília
SINAPI	7253	Terra vegetal (granel)	m^3	107,64	out/19	Brasília
Preço de mercado	-	Espada de São Jorge	uma muda	13,00	nov/19	-
Pavimento Permeável						
Base de dados	Código	Descrição	Unidade	Preço (R\$)	Ano	Local
SICRO	4805750	Escavação manual em material de 1ª categoria	m^3	28,60	abr/19	Distrito Federal
SICRO	4011418	Pré-misturado a frio - faixa A - areia e brita comerciais	m^3	240,07	abr/19	Distrito Federal
SINAPI	4722	Pedra britada n. 3 (38 a 50 mm) posto pedreira/fornecedor, sem frete	m^3	84,79	out/19	Brasília
SINAPI	83669	Fornecimento/Instalação Manta Bidim RT-16	m^2	8,89	out/19	Brasília
Telhado Verde						
Base de dados	Código	Descrição	Unidade	Preço (R\$)	Ano	Local
SINAPI	3322	Gramma Esmeralda ou São Carlos ou Curitiba, em placas, sem plantio	m^2	6,50	out/19	Brasília
SINAPI	7253	Terra vegetal (granel)	m^3	107,64	out/19	Brasília
SINAPI	83669	Fornecimento/Instalação Manta Bidim RT-16	m^2	8,89	out/19	Brasília
SINAPI	34549	Argila expandida, granulometria 2215	m^3	197,00	out/19	Brasília
SINAPI	98546	Impermeabilização de superfície com manta asfáltica, uma camada, E = 3 mm.	m^2	77,76	out/19	Brasília

Para avaliar os custos de manutenção dos elementos de controle considerou-se uma vida útil dos dispositivos de 30 anos. Os valores utilizados para contabilizar os custos de manutenção foram: 8%/ano do custo total de instalação para biorretenção (Houle *et al.*, 2013; Chui *et al.*, 2016; Wang *et al.*, 2019b), 4%/ano do custo total de instalação para pavimento permeável (Houle *et al.*, 2013; Chui *et al.*, 2016; Wang *et al.*, 2019) e R\$ 29,75/ m^2 por ano para o telhado verde (Acks, 2006; Bianchini e Hewage, 2012; Feng e Hewage, 2018). A Equação 21 abaixo mostra a função de custo utilizada no cálculo dos custos totais de manutenção.

$$Custo_{man_{total}} = 0,08custo_{imp_{BT}} + 0,04Custo_{imp_{PP}} + 29,75 \sum_{i=1}^{20} At_i \quad (21)$$

Em que: At = área de telhado verde de cada sub-bacia.

Considerando que os recursos financeiros têm valor no tempo, ou seja, um custo no ano de 2020 não terá o mesmo valor em 2050, todos os custos futuros foram trazidos para o valor presente para permitir uma análise do ciclo de vida dos LIDs (Chui *et al.*, 2016). Foi necessário calcular o valor futuro dos custos de manutenção considerando a taxa de inflação no Brasil (Equação 22) e depois trazer esse valor para o presente (Equação 23) de forma a igualar os parâmetros. Para isso utilizou-se uma inflação de 2,54% (IBGE, 2019) e uma taxa de desconto de 12% (Universidade Federal do Vale do São Francisco, 2019). Por fim, o custo total de um LID se deu pela soma do seu custo de instalação e seu custo de manutenção ao longo de 30 anos.

$$VF = VP(1 + i)^n \quad (22)$$

$$VP = \frac{VF}{(1+r)^n} \quad (23)$$

Em que: VF = valor futuro; VP = valor presente; i = inflação; r = taxa de desconto; n = ano da manutenção.

3.6. Modelo de otimização multiobjetivo proposto

Esse trabalho teve como objetivo a otimização de cenários considerando a implementação de controles LIDs que atendessem, concomitantemente, a funções objetivo relacionadas a custo e controle quantitativo do escoamento superficial. Para isso, considerando que mais de um objetivo deveria ser atendido, optou-se por realizar otimizações multiobjetivos.

3.6.1. Funções objetivo e variáveis de decisão

Foram consideradas três funções objetivo: uma para minimização da vazão de pico (Equação 24), uma para minimização do volume total escoado (Equação 25) e uma para minimização dos custos totais envolvidos (Equação 26). Esta última consistiu em dois

modelos: uma considerando apenas o custo de implantação e outra considerando o custo de implantação somado ao custo de manutenção, como mencionado no tópico anterior.

$$F.O. (1) = \min (Q_p) \quad (24)$$

$$F.O. (2) = \min (V) \quad (25)$$

$$F.O. (3) = \min \sum_{i=1}^{36} [custo_imp_i + custo_man_i] \quad (26)$$

Em que: $F.O.$ = função objetivo; Q_p = vazão de pico no exutório da bacia (m^3/s); V = volume total escoado na bacia (m^3); i = índice da sub-bacia com elemento de controle; $custo_imp$ = custo de implantação de cada LID; $custo_man$ = custo de manutenção de cada LID.

Em um problema de otimização multiobjetivo também é necessário definir quais são as variáveis de decisão envolvidas. Diversos estudos realizados na otimização de cenários LIDs definiram como suas variáveis de decisão a localização dos elementos de controle, as áreas dos dispositivos, entre outras. No entanto, não foram identificados estudos que definissem as espessuras das camadas subjacentes desses LIDs como parte do problema, apesar de essas exercerem um papel fundamental no funcionamento hidrológico dos elementos de controle. A fim de explorar essa lacuna e considerando a importância do dimensionamento dessas camadas, bem como das áreas dos dispositivos, optou-se por definir esses dois parâmetros como as variáveis de decisão do problema em questão.

Foram designadas, para cada elemento de controle, variáveis de decisão referentes à sua área e às espessuras das suas camadas subjacentes (Figura 25). Foram designadas três variáveis para cada célula de biorretenção (A_1 para área, h_1 para a camada de substrato e h_2 para a camada de armazenamento), duas para cada pavimento permeável (A_2 para área e h_3 para a camada de armazenamento) e duas para cada telhado verde (A_3 para área e h_4 para a camada de substrato). O número de variáveis de decisão total foi 26 para o Cenário 2, 40 para o Cenário 3 e 75 para o Cenário 4.

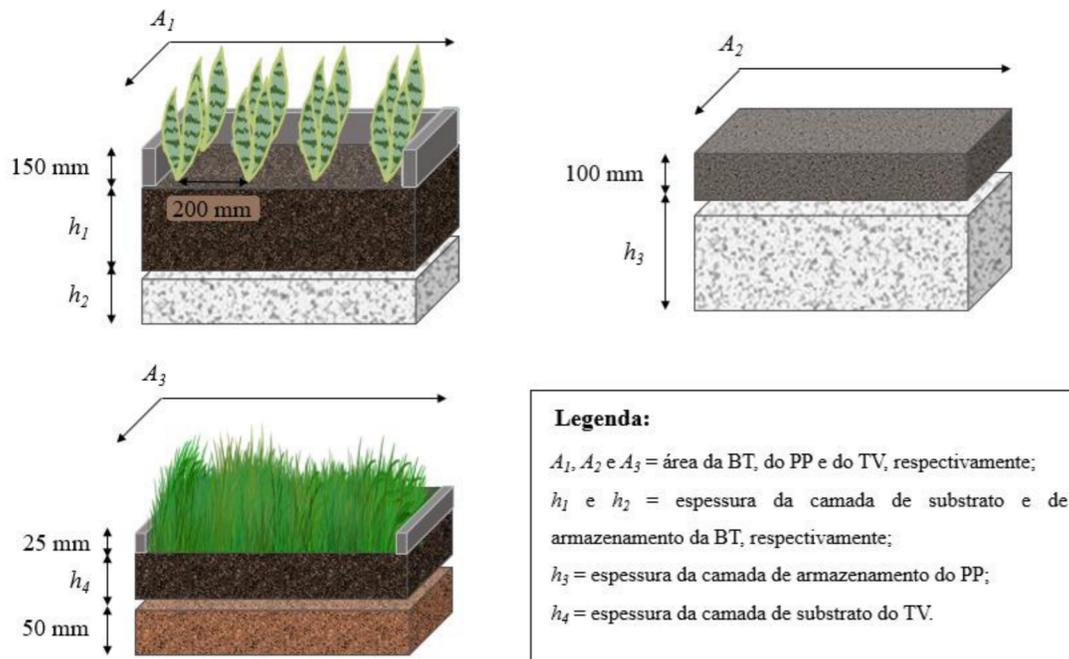


Figura 25. Variáveis de decisão definidas e dimensões fixas dos elementos de controle.

O algoritmo possibilita também que sejam definidas restrições, que representam os limites máximos e mínimos de cada variável, ou seja, o seu espaço de busca ou espaço de decisão. Neste caso, os limites máximos de área foram definidos de acordo com a disponibilidade de espaço em cada sub-bacia (Figura 21) e o limite mínimo estabelecido foi de 0 m^2 , a fim de possibilitar que o algoritmo também considerasse a inexistência do elemento de controle.

Por fim, os limites de espessura foram definidos com base em valores adotados por outros pesquisadores e publicados na literatura científica ou sugeridos por manuais de modelagem hidrológica, sendo respeitados os limites compatíveis com aplicações práticas. Esses valores são apresentados nas Tabelas 3, 4 e 5 da Seção 3.3.4. Todas essas variáveis tiveram seus valores alterados a cada iteração do processo de otimização a fim de buscar um maior controle do escoamento superficial a custos mais baixos.

3.6.2. Parâmetros do Algoritmo Genético

Além das funções objetivo e das variáveis de decisão do problema, foi necessário definir os parâmetros de otimização, entre eles o tamanho da população, o tamanho do torneio e os métodos e taxas de *crossover* e mutação. Foram definidas, também, as opções

de dados de saída (quais resultados deveriam ser gerados ao fim da otimização) e o critério de parada do AG.

O tipo de população padrão utilizado pelo AG disponível na *toolbox* de otimização do MATLAB (MLOT) é o *double vector*, mais adequado para aplicações de codificação real do que a do tipo binário. Para definir o tamanho das populações realizou-se uma série de testes em que o algoritmo foi executado para tamanhos crescentes do número de indivíduos, iniciando-se com 50. Para valores acima de 150 não foram observadas alterações significativas nas frentes de Pareto obtidas, sendo este o valor final adotado.

Como mencionado na fundamentação teórica, a definição de uma população inicial de acordo com o problema abordado gera uma melhor exploração do espaço de busca e normalmente leva a resultados mais eficientes. Por isso, optou-se por inserir dois indivíduos pré-definidos: um com áreas e espessuras máximas para todos os LIDs e outro com áreas máximas e espessuras mínimas. Isso foi feito para garantir que o AG explorasse os valores extremos dos espaços de busca das variáveis de decisão.

O método de seleção utilizado no MLOT é o torneio binário. Esse método tem uma desvantagem de minimizar as chances de um indivíduo com baixa pontuação vencer um torneio. A única possibilidade de isso ocorrer é quando o indivíduo compete com ele mesmo, mas essa chance é representada por $\frac{1}{\mu k}$ (sendo μ a população e k o tamanho do torneio). De acordo com Linden (2012), esse problema pode ser minimizado adotando-se o valor mínimo para o tamanho do torneio, permitindo com isso uma maior diversidade da população. Para atender a esse critério, adotou-se um torneio de tamanho igual a 2.

Com relação aos processos de *crossover* e mutação, foram adotados os métodos *scattered* e mutação uniforme, respectivamente. O *CrossoverFraction*, ou seja, a taxa de indivíduos que são gerados a partir do operador de *crossover* foi definido em 90%, assim como o utilizado por Giacomoni e Joseph (2017), Yazdi *et al.* (2017), Zhou *et al.* (2018) e Alamdari e Sample (2019). Os 10% dos indivíduos que são gerados a partir do operador de mutação têm, para cada gene, uma probabilidade de 10% de serem mutados, valor adotado nos estudos realizados por Giacomoni e Joseph (2017), Yazdi *et al.* (2017) e Alamdari e Sample (2019).

A fração de Pareto não é um parâmetro amplamente explorado na literatura, mas não deve ser muito alta para não levar a uma convergência antecipada da otimização e nem muito baixa de forma a não garantir o crescimento de seu desempenho. Adotou-se, portanto, um valor de 28%, como utilizado por Zhou *et al.* (2018).

O critério de parada do algoritmo foi definido para que fosse acionado quando a média geométrica da mudança relativa no valor de *spread* fosse menor que a tolerância (no caso, $FunctionTolerance = 1 \times 10^{-4}$). O *spread* é um parâmetro que mede a evolução da frente de Pareto com base nas distâncias entre seus pontos (*Crowding distance*) e as avaliações das funções objetivos da geração atual e da geração anterior. Por fim, o número máximo de gerações foi definido de modo a não interferir no critério de parada. Para isso adotou-se o valor 600. A Tabela 7 apresenta um resumo dos principais parâmetros explorados e os valores adotados para cada um.

Tabela 7. Valores adotados para os parâmetros do Algoritmo Genético.

Parâmetro	Tipo	Tamanho/taxa/valor adotado
População	<i>Double Vector</i>	150
Seleção	Torneio binário	2
<i>Crossover</i>	<i>Scattered</i>	90%
Mutação	Uniforme	10%
Fração de Pareto	-	28%
Critério de parada	<i>FunctionTolerance</i>	4×10^{-4}
Gerações	-	600

3.6.3. Código das funções objetivo e integração MATLAB-SWMM

Em uma segunda etapa do processo de otimização, foi desenvolvido o código referente à otimização do cálculo das funções objetivo e a integração entre o AG e o modelo hidrológico SWMM. Em primeiro lugar, foi necessário construir o vetor das variáveis de decisão definidas anteriormente. Quando o processo de otimização se inicia é atribuído um valor à cada variável de decisão, referente às áreas e espessuras, que esteja dentro do seu respectivo espaço de busca. Como esses valores são alterados a cada iteração é essencial que alguns parâmetros de projeto requeridos pelo SWMM, necessários para a realização das simulações, sejam atualizados.

O primeiro parâmetro a ser atualizado é a largura de escoamento da bacia. Como, conceitualmente, os elementos de controle são implementados no modelo SWMM na lateral das áreas permeáveis ou impermeáveis, como apresentado anteriormente na Figura 15, a largura de escoamento da bacia está diretamente relacionada com a área do dispositivo LID adicionado. A nova largura é dada pela multiplicação da porcentagem de área sem LID da bacia pela sua largura original. O segundo parâmetro a ser atualizado é a largura de

escoamento do dispositivo LID que é obtida subtraindo-se a nova largura da bacia pela largura original (Rossman, 2015).

Os valores de largura original da bacia e da área total sem LIDs, utilizados no cálculo para atualização dos parâmetros, são obtidos no arquivo `.inp` (arquivo de entrada em formato de texto) gerado pelo SWMM que contém todas as informações necessárias para que as simulações sejam realizadas (sub-bacias, áreas, coeficientes Manning, etc.). Depois de definidas e calculadas todas as variáveis e todos os parâmetros utilizados, os valores antigos são substituídos pelos valores atuais no arquivo `.inp`.

Por fim, o código executa um comando específico para que a simulação hidrológica seja realizada no modelo. Após a simulação, o código busca o arquivo `.rpt` (arquivo de saída em formato de texto) do SWMM, que contém todas as informações relativas aos resultados obtidos a partir da simulação, e localiza os valores finais de vazão de pico e volume total escoado no exutório da bacia. A última parte do código consiste no cálculo dos custos de implantação e de manutenção totais para cada solução encontrada.

Obtendo-se os valores que serão atribuídos às funções objetivo (vazão de pico, volume e custos), a otimização no *toolbox* do MATLAB é então iniciada e o processo descrito acima é repetido até que o critério de parada seja atingido, gerando soluções cada vez mais eficientes no controle do escoamento superficial.

A otimização foi aplicada para os Cenários 2, 3 e 4, considerando tempos de retorno iguais a 10, 25 e 50 anos. Além disso, foram consideradas situações em que os custos de manutenção são incluídos nos custos totais associados e situações em que são excluídos. Todas as 18 otimizações realizadas estão indicadas no fluxograma da Figura 26.

Cada otimização levou de 5 a 15 horas para ser finalizada e apresentar as frentes de Pareto finais. O Cenário 2, para um $Tr = 10$ anos e incluindo apenas os custos de implantação, e o Cenário 4, para um $Tr = 50$ anos e incluindo os custos de implantação e manutenção, foram os que apresentaram maiores tempos de otimização. No entanto, não foi possível identificar um padrão que indicasse fatores que contribuíssem para o aumento desse tempo, como a quantidade de variáveis ou a intensidade do evento de precipitação, por exemplo.

O fluxograma apresentado na Figura 27 ilustra o funcionamento do processo de otimização, mostrando cada etapa realizada pelo AG e pelo código das funções objetivo. Por fim, todos os dados foram analisados com auxílio de planilhas eletrônicas e os resultados são apresentados na próxima seção.

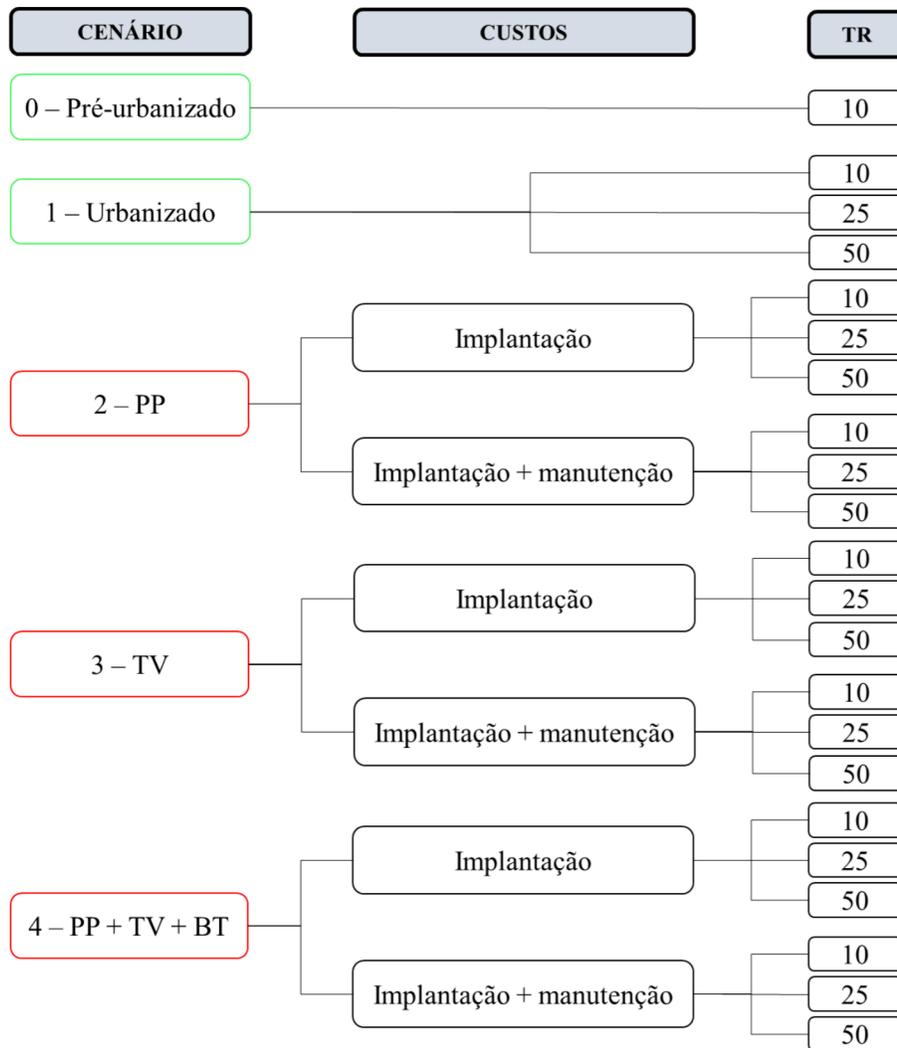


Figura 26. Situações consideradas para cada cenário no estudo. Em verde os cenários de referência e em vermelho os cenários otimizados (PP = pavimento permeável; TV = telhado verde; BT = célula de biorretenção).

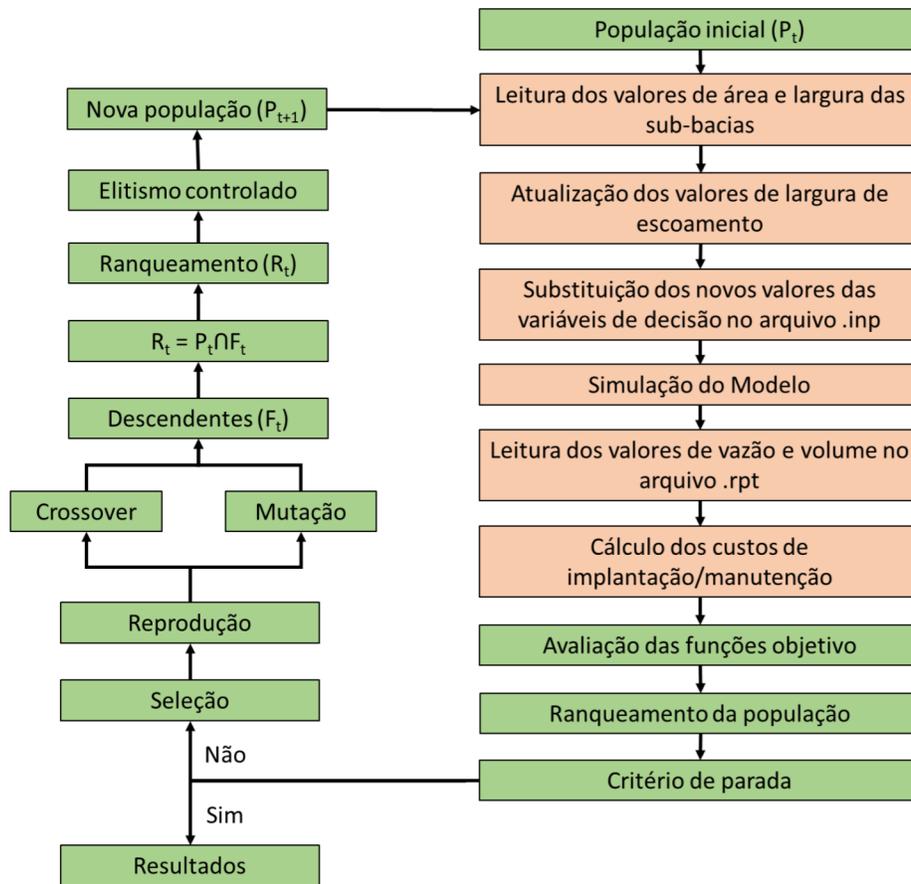


Figura 27. Resumo do processo de otimização. Em verde, processos que ocorrem na *toolbox* de otimização do MATLAB. Em vermelho, processos que ocorrem dentro do código das funções objetivo e de integração do MATLAB com o SWMM.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1. Impacto da urbanização no escoamento superficial

Inicialmente são apresentados os resultados referentes às simulações hidrológicas realizadas para os Cenários 0 (em condições de pré-urbanização) e 1 (em condições atuais de uso e ocupação do solo), que tiveram por finalidade principal a quantificação do escoamento superficial considerando as vazões de pico e os volumes totais escoados. A quantificação desses parâmetros foi necessária pois serviu de referência para as análises posteriores.

A modelagem hidrológica foi realizada considerando um tempo de retorno de 10 anos para os dois cenários. Além disso, buscando quantificar o escoamento superficial na bacia para eventos mais críticos, também foram realizadas simulações com maiores tempos de retorno: 25 e 50 anos. A Figura 28 apresenta os hidrogramas obtidos e a Tabela 8 apresenta as vazões de pico e os volumes totais escoados correspondentes.

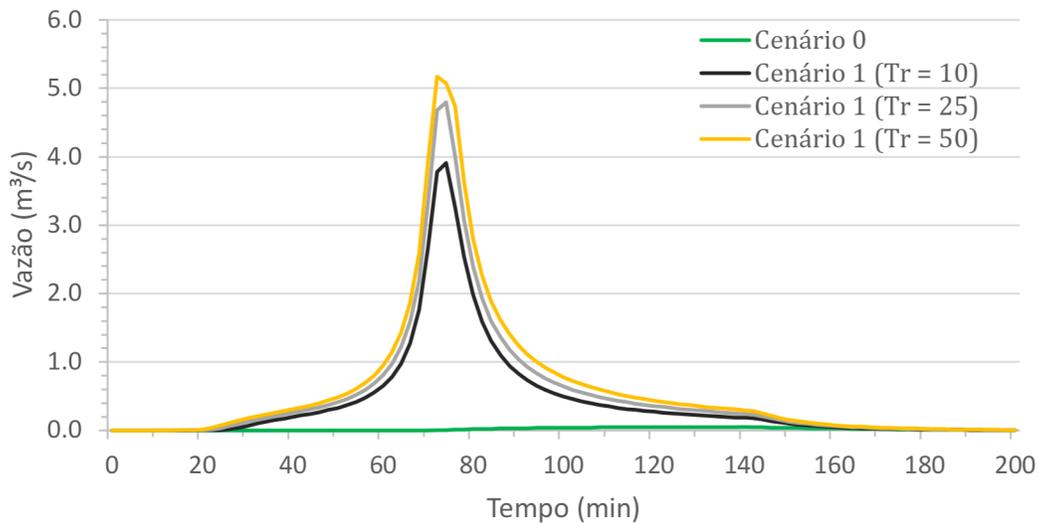


Figura 28. Hidrogramas dos cenários de pré e pós-urbanização (sem a utilização de LIDs).

Em primeiro lugar, com relação ao Cenário 0, obteve-se um escoamento superficial bastante reduzido, com uma vazão de pico de $0,05 \text{ m}^3/\text{s}$ e um volume total de 239 m^3 . Esses resultados são referentes a uma bacia com cobertura permeável em toda a sua extensão e

com um solo pertencente ao Grupo Hidrológico A, com elevada permeabilidade, permitindo que a maior parte da chuva seja infiltrada.

Já para o Cenário 1, em um mesmo tempo de retorno, o escoamento superficial ocorreu de maneira bastante intensa, resultando em uma vazão de pico de 4 m³/s e um volume total de 5227 m³. A título de comparação, por exemplo, o manual de drenagem do DF estabelece um limite referente a picos de vazão de escoamentos para fins de lançamento no sistema público de drenagem de 24,4 l.s/ha (Tr = 10 anos). Para a bacia em estudo, portanto, a vazão de pico máxima no exutório seria de aproximadamente 0,34 m³/s, ou seja, doze vezes menor que a obtida. Considerando este mesmo cenário, mas com um Tr = 25 anos a vazão de pico aumentou para 4,86 m³/s e o volume total aumentou para 6562 m³. Para eventos mais intensos, com Tr = 50 anos, esses parâmetros foram de 5,17 m³/s e de 7708 m³.

A quantificação do escoamento superficial desses cenários permitiu que fosse calculada a redução da vazão de pico e do volume total causados pelo uso de controles LIDs em cada solução otimizada dos Cenários 2, 3 e 4. Essas reduções, junto aos custos associados de implantação e manutenção obtidos para cada configuração obtida nessas soluções, possibilitaram as análises referentes às relações de custo-eficiência entre as soluções ótimas e de *trade-offs* entre as funções objetivo definidas. Essas análises são apresentadas nos tópicos a seguir.

Tabela 8. Vazões de pico (Q_p) e volumes totais escoados (V) obtidos para os Cenários 0 e 1.

Cenário	Q_p (m ³ /s)	V (m ³)
Pré-urbanizada	0,05	239
Urbanizada (Tr = 10)	4,00	5227
Urbanizada (Tr = 25)	4,86	6562
Urbanizada (Tr = 50)	5,17	7708

4.2. Análise custo-eficiência das soluções otimizadas

A análise dos resultados referente às relações de custo eficiência das soluções ótimas foi feita considerando três pontos principais. O primeiro foi a habilidade do modelo de otimização proposto em encontrar soluções ótimas para cada cenário. Analisou-se também os comportamentos das frentes de Pareto geradas, ou seja, se essas frentes se apresentavam de maneira contínua, segmentada, linear, dispersa, etc. O segundo ponto consistiu em

análises referentes às relações de custo-eficiência entre as soluções ótimas e de *trade-off* entre as funções objetivo. Foram analisadas as tendências apresentadas pelas soluções, bem como identificadas as potencialidades e limitações de cada cenário e de cada LID adotado.

Além disso, de modo a explorar algumas soluções de maneira mais específica (considerando o elevado número de soluções geradas em cada otimização), foram identificadas soluções que representassem três níveis de redução de vazão de pico e de volume para cada cenário. O objetivo foi realizar comparações entre projetos otimizados que levassem a variados níveis de controle do escoamento. Vale salientar que as reduções de vazão de pico e volume foram calculadas com base nos valores obtidos para o Cenário 1 (urbanizado) nos diferentes tempos de retorno: 4,0 m³/s e 5227 m³ para Tr = 10; 4,86 m³/s e 6562 m³ para Tr = 25; e 5,17 m³/s e 7708 m³ para Tr = 50.

O terceiro ponto consistiu na análise das variáveis de decisão ótimas obtidas pelo método, ou seja, as dimensões das áreas dos LIDs e as espessuras de suas camadas de armazenamento e de substrato. Analisou-se as áreas totais de LIDs obtidas em cada cenário (em termos de taxas de ocupação) e suas relações com as reduções do escoamento superficial e com os custos totais associados. Analogamente, a análise das espessuras foi feita de modo a associar a tendência do modelo em dimensionar espessuras maiores ou menores com os níveis de redução e os custos de implantação e manutenção obtidos nas soluções ótimas.

Todos os pontos mencionados acima também foram analisados sob perspectiva dos diferentes tempos de retorno considerados, a fim de identificar a influência que o aumento da intensidade dos eventos exerceu na otimização dos cenários. As análises foram feitas separadamente para cada um dos cenários otimizados e são apresentadas a seguir.

4.2.1. Cenário 2 – Pavimentos permeáveis

O primeiro cenário a ser analisado foi o que considerou a implementação de pavimentos permeáveis distribuídos espacialmente na bacia como único controle do escoamento superficial. Inicialmente, analisou-se a capacidade do modelo de encontrar as frentes de Pareto para esse cenário e como essas frentes de caracterizavam. Neste sentido, a Figura 29 apresenta as frentes de Pareto obtidas para todos os tempos de retorno considerados.

A representação de um espaço tridimensional em uma superfície plana pode levar a uma dificuldade de visualização do gráfico, por isso, de modo a facilitar sua interpretação, apresentou-se a projeção das frentes de Pareto nos eixos de redução de vazão de pico e custo,

redução de volume e custo (Figura 30) e redução de vazão de pico e redução de volume (Figura 31).

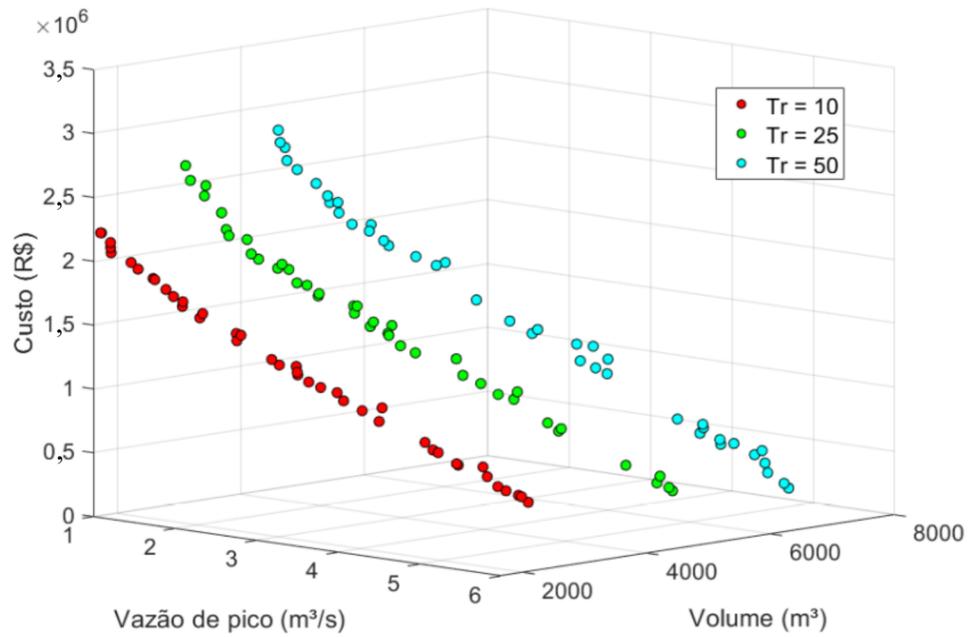


Figura 29. Frentes de Pareto obtidas para o Cenário 2 em todos os tempos de retorno.

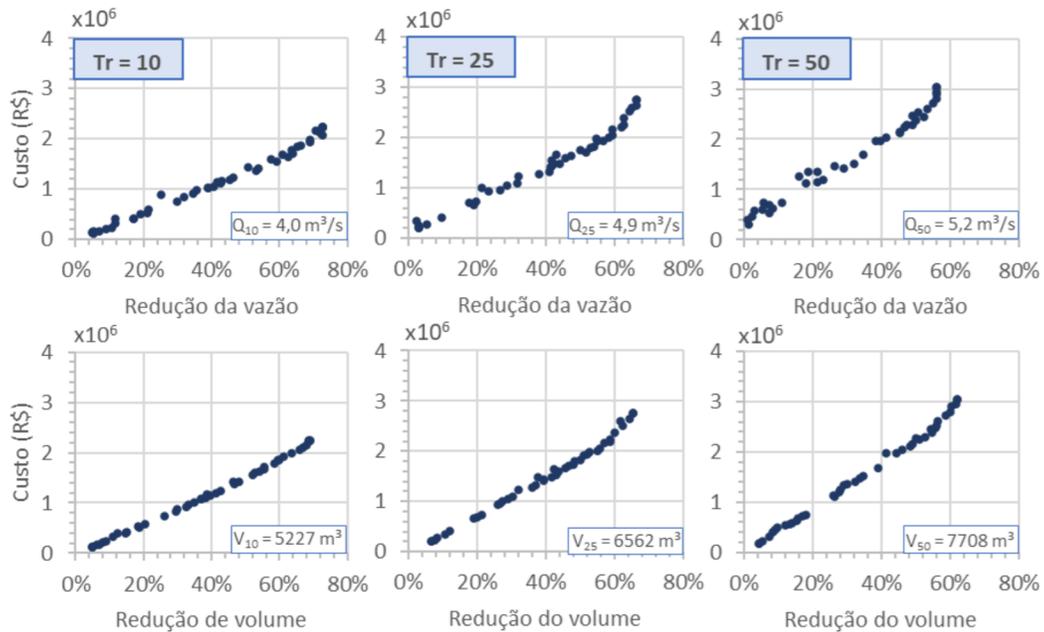


Figura 30. Reduções de vazão de pico e volume total escoado e seus respectivos custos totais (implantação e manutenção) - Cenário 2.

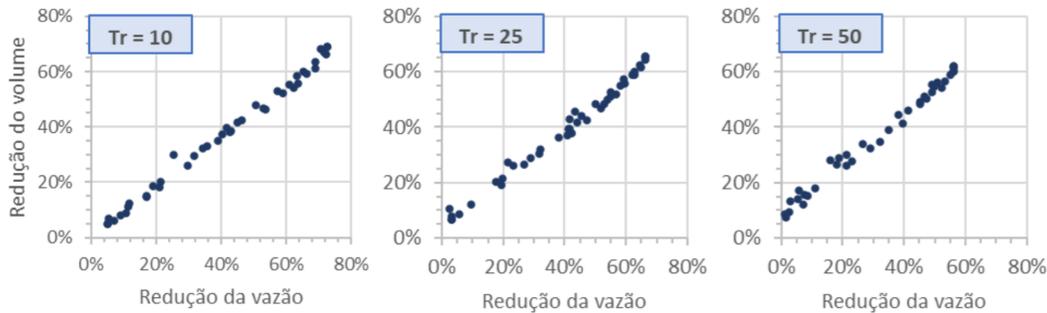


Figura 31. Relação entre a redução de vazão de pico e a redução de volume total escoado - Cenário 2.

O Cenário 2 foi otimizado considerando 26 variáveis de decisão, dois para cada PP, representando valores referentes a áreas e a espessuras das camadas de armazenamento. Além disso, todos os PP, com exceção do PP 8, receberam escoamento gerado nos telhados existentes na bacia, configurando grandes fluxos e volumes a serem controlados por esses LIDs. Assim, a área disponível para os PP representa cerca de 18% da bacia, mas a área de drenagem representa cerca de 37%.

Dentro desse contexto, o modelo foi capaz de encontrar soluções ótimas em faixas bastante abrangentes de redução do escoamento superficial e condizentes com o problema formulado. As frentes de Pareto obtidas nos diferentes tempos de retorno apresentaram comportamentos consideravelmente constantes que possibilitaram a identificação de aspectos e tendências nas relações de custo eficiência entre as soluções e de *trade-off* entre as funções objetivo.

Além disso, pode-se observar que a frente de Pareto se apresentou de uma maneira aproximadamente contínua, ou seja, o modelo não enfrentou maiores dificuldades para encontrar soluções para determinados níveis de redução que estivessem dentro dos limites de reduções mínima e máxima de escoamento obtidos. Assim, para uma mesma faixa de redução do escoamento, por exemplo de 40% a 50%, foram geradas variadas soluções representando projetos que levaram a diferentes vazões de pico e volumes totais com diferentes custos associados.

Foi possível observar, também, que a relação de *trade-off* entre as funções objetivo de redução de vazão de pico e de volume presente nas soluções apresentou uma tendência praticamente linear (Figura 31) que se assemelha a uma reta com inclinação próxima a 45°,

indicando que as soluções ótimas geradas apresentaram eficiências semelhantes na redução desses dois parâmetros.

É importante destacar que a relação de *trade-off* entre as reduções de vazão de pico e de volume depende de diversos fatores, tais como: principais mecanismos de controle utilizados pelo LID, intensidade dos eventos de precipitação e capacidade de infiltração do solo nativo. Neste sentido, apesar de este cenário ter apresentado soluções em que as reduções desses dois parâmetros são semelhantes, o mesmo pode não ocorrer a depender do elemento de controle utilizado e das condições hidrológicas e geológicas do cenário analisado.

Outro ponto observado é que houve uma tendência na relação de *trade-off* entre as reduções de vazão de pico e de volume com os custos associados que se assemelhou a uma reta com inclinação não muito acentuada, apesar de um pouco maior para os eventos mais intensos ($Tr = 25$ e $Tr = 50$). Esse comportamento indica que uma preferência por maiores níveis de reduções do escoamento não resulta, necessariamente, em soluções com custos expressivamente mais altos.

Partindo para uma análise mais específica das soluções ótimas obtidas nesse cenário, pode-se perceber que, para um $Tr = 10$ anos, elas abrangem uma faixa que se estende de 5,5% a 72,8% para a vazão de pico e de 5% a 69% para o volume total, com custos variando entre R\$ 121.018 à R\$ 2.230.268. A abrangência dessa faixa em que as soluções estão contidas representa um grande número de possibilidades de projetos ótimos para diferentes níveis de redução do escoamento superficial.

A Tabela 9 apresenta os valores das funções objetivo para soluções em três faixas de redução de vazão de pico e de volume (máxima, 50% e 30% para ambos os parâmetros) em todos os tempos de retorno. Analisando os valores referentes ao $Tr = 10$, pode-se perceber que a solução que levou ao maior nível de redução da vazão de pico (72,8%) apresentou um custo total de R\$ 2.228.982, com uma redução de volume correspondente de 68,8%. No entanto, foi possível encontrar uma solução ótima que atingisse uma mesma redução de vazão de pico com uma maior redução de volume (12 m³) e uma adição ao custo total de apenas R\$ 1500.

Como mencionado anteriormente, ao se analisar as possibilidades de projetos de implementação de LIDs em determinado local, há que se levar em conta os critérios e limitações de cada projeto, ou seja, qual o recurso financeiro disponível, quais os níveis de controle quantitativo (ou qualitativo) exigidos no local, etc. Por exemplo, analisando as soluções ótimas obtidas para o Cenário 2, é possível encontrar um projeto que leva a uma

redução de vazão de pico e de volume total escoado de aproximadamente 50% com um custo total 1,5 vez menor do que o custo referente à solução que leva a reduções máximas (próximas a 70%). É possível ainda identificar soluções que levam a reduções próximas a 30% que tenham custos associados inferiores à R\$ 1 milhão.

Neste sentido, percebe-se que a otimização multiobjetivo de cenários LIDs se apresenta como uma ferramenta bastante útil para auxiliar os tomadores de decisão, oferecendo diferentes possibilidades que possam atender a diferentes critérios de projeto estabelecidos.

Tabela 9. Valores de vazão de pico, volume total escoado e custos associados obtidos nas soluções ótimas para três níveis de redução diferentes (Q_p = Máxima, 50% e 30%; V = Máxima, 50% e 30%) – Cenário 2.

Tr	Parâmetro	Faixas de redução					
		Q_p			V		
		Máxima	50%	30%	Máxima	50%	30%
10	Red. Q_p	72,8%	50,6%	29,8%	72,8%	50,6%	25,3%
	Q_p abs. (m ³ /s)	1,09	1,98	2,81	1,09	1,98	2,99
	Red. V	68,8%	48,0%	26,2%	69,0%	48,0%	29,8%
	V abs. (m ³)	1630	2716	3858	1618	2716	3669
	Custo (R\$)	2.228.983	1.428.763	745.114	2.230.268	1.428.763	882.336
25	Red. Q_p	66,2%	50,1%	31,8%	66,2%	53,9%	31,8%
	Q_p abs. (m ³ /s)	1,64	2,42	3,31	1,64	2,24	3,31
	Red. V	65,4%	48,2%	30,6%	65,4%	50,0%	30,6%
	V abs. (m ³)	2268	3400	4555	2268	3279	4555
	Custo (R\$)	2.759.606	1.743.884	1.100.356	2.759.606	1.820.341	1.100.356
50	Red. Q_p	56,1%	50,8%	29,1%	56,1%	47,5%	21,3%
	Q_p abs. (m ³ /s)	2,27	2,54	3,66	2,27	2,72	4,07
	Red. V	61,9%	56,1%	32,4%	61,9%	50,1%	30,0%
	V abs. (m ³)	2938	3380	5214	2938	4520	5395
	Custo (R\$)	3.045.032	2.522.664	1.411.419	3.045.032	2.279.612	1.352.692

Analisando a Figura 30 e a Tabela 9, pode-se perceber que o aumento do tempo de retorno levou a um aumento significativo dos custos associados às soluções ótimas encontradas pelo modelo. Para soluções com reduções próximas a 50% da vazão de pico, por exemplo, houve um aumento de R\$ 1 milhão do Tr = 10 para o Tr = 50.

O aumento dos custos fica ainda mais expressivo quando se compara as soluções que levam a um mesmo valor absoluto de vazão de pico, ao invés de a um mesmo nível de

redução, uma vez que as reduções são calculadas com base em vazões de pico diferentes para cada Tr. Uma vazão de pico igual a 2,5 m³/s, por exemplo, corresponde a reduções de 40%, 47% e 51% para os tempos de retorno de 10, 25 e 50 anos, respectivamente. Para atingir essas reduções os custos totais para cada tempo de retorno foram de R\$ 975 mil, R\$ 1,6 milhão e R\$ 2,5 milhões.

Em se tratando das áreas dimensionadas nas soluções otimizadas, foram gerados gráficos referentes à relação entre a ocupação de PP e suas reduções de vazão de pico e de volume total escoado correspondentes (Figura 32). Além disso, desenvolveu-se uma tabela com as diferentes ocupações obtidas para os diferentes níveis de redução mencionados acima (redução máxima, 50% e 30%, para Q_p e V) e outra com a ocupação individual de pavimento em cada sub-bacia, bem como as espessuras de suas camadas de armazenamento, para esses níveis de redução no Tr = 10 anos (Tabela 10 e Tabela 11, respectivamente).

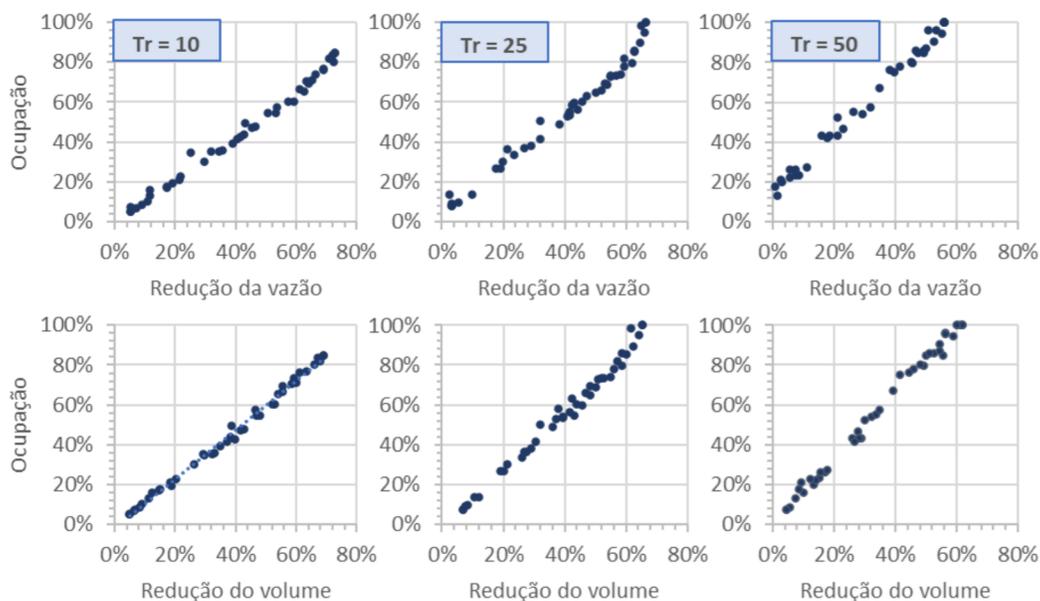


Figura 32. Relação entre a ocupação dos pavimentos permeáveis e suas respectivas reduções de vazão de pico e volume – Cenário 2.

Inicialmente, nota-se que a soma de todas as áreas dimensionadas para os PP não chegou a atingir 85% da área total disponível no Tr = 10, mesmo nas soluções com reduções máximas. Para reduzir a vazão de pico e o volume total escoado à metade, por exemplo, houve uma ocupação de apenas 50% do espaço disponível para esse LID, com alguns

pavimentos apresentando áreas ínfimas, como no PP 7 (cerca de 2 m²). Já para reduções próximas a 30%, a ocupação foi menor que 1/3 da área total (cerca de 7570 m²).

Esses valores indicam uma alta eficiência por área de pavimento permeável, chegando a apresentar uma relação praticamente proporcional de 1% de ocupação para 1% de redução da vazão de pico e do volume até reduções próximas a 60%, como pode ser observado nos gráficos da Figura 32.

Tabela 10. Ocupações de pavimentos permeáveis obtidas nas soluções ótimas para três níveis de redução diferentes (Q_p = Máxima, 50% e 30%; V = Máxima, 50% e 30%).

Tr	Parâmetro	Faixas de redução					
		Q _p			V		
		Máxima	50%	30%	Máxima	50%	30%
10	Q _p	72,8%	50,6%	29,8%	72,8%	50,6%	25,3%
	V	68,8%	48,0%	26,2%	69,0%	48,0%	29,8%
	Custo (R\$)	2.228.983	1.428.763	745.114	2.230.268	1.428.763	882.336
	Ocupação	84,6%	54,5%	29,9%	84,6%	54,5%	34,7%
25	Q _p	66,2%	50,1%	31,8%	66,2%	53,9%	31,8%
	V	65,4%	48,2%	30,6%	65,4%	50,0%	30,6%
	Custo (R\$)	2.759.606	1.743.884	1.100.356	2.759.606	1.820.341	1.100.356
	Ocupação	100,0%	65,0%	41,7%	100,0%	69,0%	41,7%
50	Q _p	56,1%	50,8%	29,1%	56,1%	47,5%	21,3%
	V	61,5%	56,1%	32,4%	61,5%	50,1%	30,0%
	Custo (R\$)	2.946.159	2.522.664	1.411.419	2.946.159	2.279.612	1.352.692
	Ocupação	100,0%	95,9%	53,9%	100,0%	84,6%	52,2%

Tabela 11. Áreas ocupadas (%) pelos pavimentos permeáveis (azul) e espessuras (mm) das suas camadas de armazenamento (vermelho) para diferentes níveis de redução de Q_p e de V – Cenário 2.

Faixa de redução	Parâmetro		Ocupação	PP1	PP2	PP3	PP4	PP5	PP6	PP7	PP8	PP9	PP10	PP11	PP12	PP13
	Q _p	V														
Máxima	72,8%	68,8%	84,6%	87%	100%	68%	100%	81%	100%	100%	58%	100%	100%	65%	100%	100%
				278	516	293	452	212	481	446	284	451	235	235	335	342
50%	50,6%	48,0%	54,5%	87%	100%	3%	6%	77%	88%	0,1%	18%	93%	67%	51%	100%	4%
				278	516	413	331	212	481	228	153	474	296	235	335	342
30%	29,8%	26,2%	29,9%	87%	100%	3%	100%	1%	88%	0,1%	23%	12%	4%	51%	4%	4%
				278	232	293	331	212	481	238	153	474	192	218	335	342
Máxima	72,8%	69,0%	84,6%	87%	100%	68%	100%	81%	100%	100%	58%	100%	100%	65%	100%	100%
				278	516	293	452	212	481	367	284	451	235	235	411	342
50%	50,6%	48,0%	54,5%	87%	100%	3%	6%	77%	88%	0,1%	18%	93%	67%	51%	100%	4%
				278	516	413	331	212	481	228	153	474	296	235	335	342
30%	25,3%	29,8%	34,7%	87%	100%	3%	6%	7%	88%	100%	99%	12%	4%	12%	70%	4%
				278	516	792	452	212	481	228	153	451	635	235	154	835

Essa eficiência também foi refletida no dimensionamento das espessuras das camadas de armazenamento nas soluções ótimas. É possível notar, observando a Tabela 11, que esses valores são, em sua maioria, menores do que a espessura média definida para essa camada (525 mm). Além disso, há uma maior variação nas áreas ocupadas por PP do que nas espessuras das camadas de armazenamento para as diferentes faixas de redução consideradas, indicando que o primeiro exerceu uma maior influência no aumento do controle do escoamento superficial do que o segundo.

Um exemplo dessa constatação é que a diferença na taxa de ocupação de PP entre as soluções ótimas que levaram a reduções da vazão de pico próximas a 73% e 50% foi de 30,1%. No entanto, a primeira solução apresentou apenas três PP com a espessura da camada de armazenamento maior que a segunda.

Com o aumento do tempo de retorno houve uma ocupação cada vez maior dos PP nas soluções ótimas, como pode ser visto nos gráficos da Figura 32 e na Tabela 10. Enquanto que para um $Tr = 10$ as soluções ótimas levaram a uma ocupação máxima próxima a 85%, para os tempos de retorno de 25 e 50 anos essa ocupação atingiu 100%. Esse aumento também pôde ser percebido para faixas de redução menores. Para uma redução próxima a 50% no $Tr = 10$ anos, por exemplo, foi necessária a ocupação de apenas metade do espaço disponível para o PP, já no $Tr = 50$ anos, essa ocupação foi maior que 95%.

Além do aumento das áreas, identificou-se também um aumento das espessuras das camadas de armazenamento. A Tabela 12 mostra a porcentagem de PP que apresentaram camadas de armazenamento com espessuras maiores que a média dos valores mínimos e máximos definidos (525 mm). Pode-se perceber que para um tempo de retorno de 10 anos, apenas 2% das espessuras obtidas nas soluções ótimas apresentaram valor maior que a média. Já para um $Tr = 50$ essa porcentagem aumentou para 27%.

Tabela 12. Espessuras das camadas de armazenamento maiores e menores que a média dos limites impostos - Cenário 2.

Tempo de Retorno			Espessura média (mm)
10	25	50	
Camadas de armazenamento com espessura maior ou menor que a média			
2%	14%	27%	> 525
98%	86%	73%	< 525

De uma maneira geral, o modelo foi capaz de encontrar uma quantidade de soluções que representasse diversos níveis de redução e com custos relativamente baixos. É

importante salientar que, na configuração adotada, os PP apresentaram uma área de drenagem próxima a 37%, e mesmo assim, as soluções ótimas obtidas levaram a reduções próximas a 70% da vazão de pico e do volume total a custos relativamente baixos, indicando uma elevada eficiência do PP para controlar o escoamento superficial.

Um dos principais motivos que podem ser apontados para essa eficiência é o fato de os mecanismos de controle do pavimento permeável se basearem, especialmente, na infiltração da água coletada no solo nativo, que apresenta uma elevada taxa de infiltração na bacia de estudo. Além disso, a alta permeabilidade do asfalto poroso (500 mm/h) permite a passagem da água quase que em sua totalidade para a camada de armazenamento.

4.2.2. Cenário 3 – Telhados verdes

O Cenário 3 considerou a implementação de telhados verdes, nos telhados de casas e edifícios, como único controle do escoamento superficial. Este cenário foi otimizado considerando 40 variáveis de decisão, dois para cada TV, referentes a áreas e a espessuras das camadas de substrato. Diferentemente do que ocorre no Cenário 2, os TV controlam apenas o escoamento gerado nas sub-bacias nas quais estão inseridos, representando uma área de drenagem de aproximadamente 19% da bacia. As frentes de Pareto obtidas nas otimizações deste cenário, para todos os tempos de retorno, são apresentadas na Figura 33 e as projeções dessas frentes são apresentadas na Figura 34 e na Figura 35.

Pode-se perceber que o modelo encontrou soluções ótimas em faixas de redução menos amplas do que para o Cenário 2, principalmente no tocante à redução do volume. As frentes de Pareto se apresentaram de maneira aproximadamente contínua, bem como no cenário anterior. No entanto, elas não apresentaram uma linearidade tão expressiva, com soluções relativamente dispersas entre si no espaço das funções objetivo, como pode ser observado de maneira mais clara nas projeções das frentes de Pareto nos eixos de redução da vazão de pico e custo total (Figura 34) e redução da vazão de pico e redução do volume (Figura 35). Ou seja, o modelo parece ter gerado soluções ótimas em que houve um *trade-off* relativamente forte entre as suas funções objetivo.

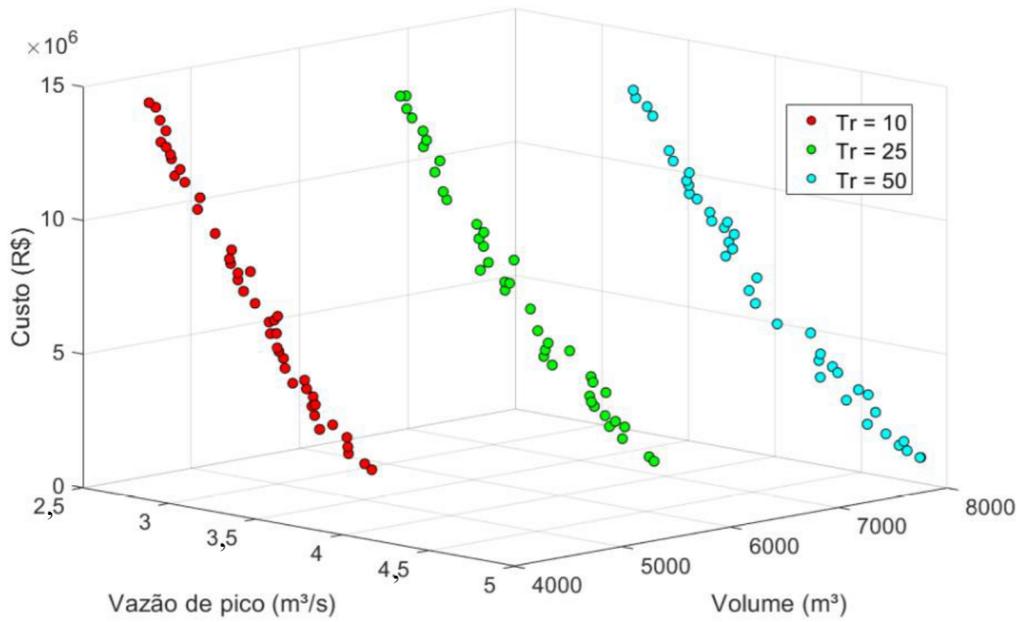


Figura 33. Frentes de Pareto obtidas para o Cenário 3 em todos os tempos de retorno.

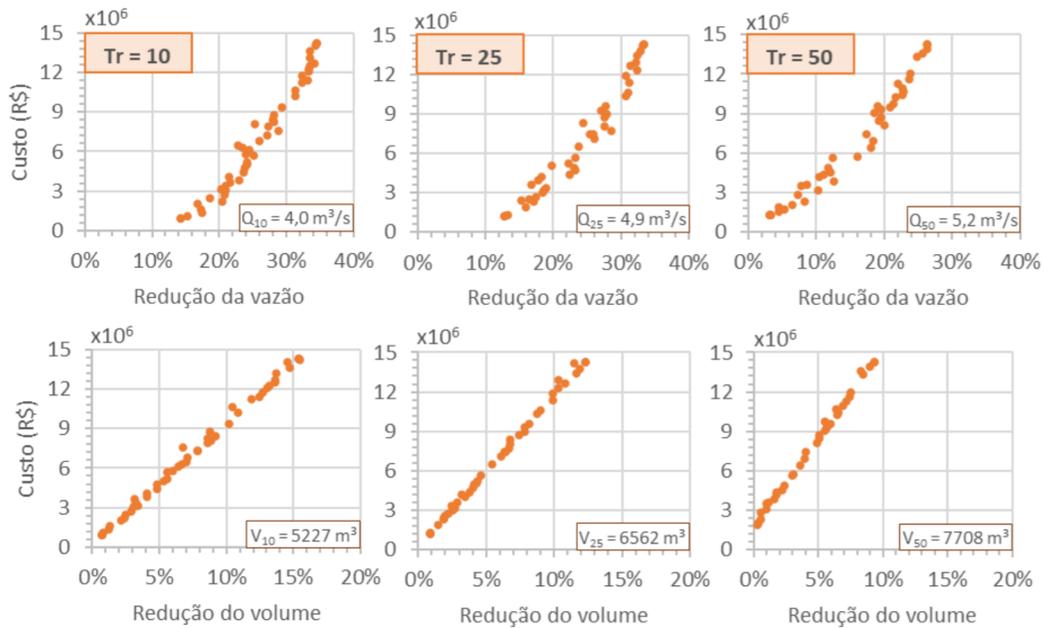


Figura 34. Reduções de vazão de pico e volume total escoado e seus respectivos custos totais (implantação e manutenção) - Cenário 3.



Figura 35. Relação entre a redução de vazão de pico e a redução de volume total escoado - Cenário 3.

Essa forte relação de *trade-off* pode indicar que o TV apresenta um impacto diferente nas reduções de vazão de pico e de volume dependendo das configurações de projetos obtidas (áreas dos TV, espessuras das camadas de substrato, sub-bacias nas quais essas dimensões são maiores ou menores, etc.). Assim, para que determinados projetos alcancem um certo nível de redução do primeiro parâmetro, a redução do segundo acaba por ser prejudicada.

Neste sentido foi possível identificar situações em que uma solução que reduziu menos vazão de pico do que outra, por exemplo, foi consideravelmente mais cara por apresentar uma maior redução de volume do que a segunda. Esse caso pode ser observado nas soluções indicadas pelas setas azul e vermelha na Figura 35.

A solução indicada pela seta vermelha apresenta uma redução de vazão de pico igual a 28,8% e custa R\$ 7,5 milhões. Já a solução indicada pela seta azul apresenta uma redução de vazão igual a 25,3% e um custo de R\$ 8,1 milhões, ou seja, uma redução menor e um custo maior. Essa diferença de custos é explicada pela redução de volume obtida nas soluções. A primeira apresenta uma redução 2% menor que a segunda (6,8% e 8,8%, respectivamente).

Outro ponto que deve ser mencionado é que a inclinação da curva que representa a tendência da relação de *trade-off* entre redução de vazão de pico e de volume total escoado (Figura 35) é bastante baixa, formando um ângulo menor que 45° com o eixo horizontal, principalmente para os maiores tempos de retorno. Essa relação indica que, para as configurações de parâmetros de projeto adotados, os TV apresentaram uma eficiência maior na redução da vazão de pico do que na do volume total escoado. Para um $Tr = 10$, por exemplo, enquanto a redução máxima de vazão de pico obtida nas soluções ótimas foi

próxima a 35%, a de volume não chegou a atingir 20%. Já para um $Tr = 50$, a redução máxima de vazão foi próxima a 28% e a de volume não chegou a 10%.

Ao mesmo tempo, observando a Figura 34, nota-se uma inclinação bastante acentuada das curvas que representam a tendência da relação de *trade-off* entre reduções de vazão de pico e volume total e os custos totais associados. Essa inclinação indica que a diferença de custos entre soluções que apresentam níveis de redução do escoamento relativamente próximas é bastante expressiva, fazendo com que os custos envolvidos para as soluções com maiores níveis de redução sejam consideravelmente altos.

Partindo para uma análise mais específica das soluções ótimas obtidas, pode-se perceber que o modelo gerou soluções que abrangeram uma faixa de redução do escoamento superficial relativamente pequena e a custos relativamente altos. Para um $Tr = 10$ anos, essa faixa se estende de 14,3% a 34,5% para a vazão de pico e de 0,8% a 15,4% para o volume total escoado, com custos variando entre R\$ 893.855 e R\$ 14.236.489. Apesar dessa faixa ser estreita, ainda é possível encontrar um número considerável de possibilidades de projetos otimizados para diferentes níveis de redução do escoamento superficial.

A Tabela 13 apresenta os valores das F.O. para soluções em três faixas de redução da vazão de pico (máxima, 25% e 15%) e do volume (máxima, 10% e 5%) em todos os tempos de retorno. Para o evento de menor intensidade, pode-se perceber que a solução que apresentou o maior nível de redução da vazão de pico (34,5%) teve um custo total associado superior a R\$ 14 milhões, com uma redução de volume correspondente de 15,4%. No entanto, para uma solução com redução apenas 5% menor em ambos os parâmetros é possível economizar aproximadamente R\$ 5 milhões, explicitando que a diferença de custos entre soluções ótimas que apresentam níveis próximos de redução do escoamento é bastante substancial. Ou seja, o *trade-off* entre as F.O. nas soluções obtidas neste cenário implicou em grandes aumentos de custo para pequenos aumentos no controle do escoamento superficial.

Ao mesmo tempo, pode-se perceber, analisando a Figura 34, que a faixa de redução do escoamento superficial diminui consideravelmente com o aumento do tempo de retorno, limitando as soluções a níveis de reduções menores e a custos mais altos. Para uma solução com redução próxima a 25% da vazão de pico, por exemplo, há um aumento de cerca de R\$ 7,6 milhões do $Tr = 10$ para o $Tr = 50$.

Quando se compara os custos necessários para atingir um mesmo valor absoluto de vazão de pico ao invés de um mesmo nível de redução, percebe-se um aumento ainda mais expressivo. Para alcançar um valor próximo a 3,81 m³/s, por exemplo, os custos são

inferiores a R\$ 1 milhão para $Tr = 10$, mas para o $Tr = 25$ esses custos ultrapassam os R\$ 4 milhões e para o $Tr = 50$ chegam a atingir R\$ 14 milhões.

Tabela 13. Valores de vazão de pico, volume total escoado e custos associados obtidos nas soluções ótimas para três níveis de redução diferentes ($Q_p =$ Máxima, 25% e 15%; $V =$ Máxima, 10% e 5%) – Cenário 3.

Tr	Parâmetro	Faixas de redução					
		Q_p			V		
		Máxima	25%	15%	Máxima	10%	5%
10	Red. Q_p	34,5%	25,1%	15,3%	34,5%	29,4%	23,7%
	Q_p abs. (m ³ /s)	2,62	3,00	3,39	2,62	2,83	3,06
	Red. V	15,4%	5,6%	0,8%	15,4%	10,2%	4,8%
	V abs. (m ³)	4420	4935	5185	4420	4696	4975
	Custo (R\$)	14.236.489	5.666.289	1.073.262	14.236.489	9.388.041	4.412.724
25	Red. Q_p	33,3%	25,3%	15,3%	33,3%	10,3%	23,7%
	Q_p abs. (m ³ /s)	3,24	3,63	4,11	3,24	3,29	3,71
	Red. V	12,3%	6,4%	1,9%	12,3%	10,3%	5,4%
	V abs. (m ³)	5752	6140	6439	5752	5886	6205
	Custo (R\$)	14.236.489	7.411.595	2.380.498	14.236.489	12.301.300	6.494.467
50	Red. Q_p	26,3%	24,9%	16,1%	26,3%	-	19,2%
	Q_p abs. (m ³ /s)	3,81	3,88	4,34	3,81	-	4,18
	Red. V	9,3%	8,4%	3,0%	9,3%	-	5,0%
	V abs. (m ³)	6995	7064	7480	6995	-	7323
	Custo (R\$)	14.224.394	13.284.436	8.135.239	14.224.394	-	8.474.427

Outro ponto que deve ser comentado é que os custos correspondentes às soluções com reduções máximas de vazão de pico e volume se mantêm relativamente constantes com o aumento do tempo de retorno. Esse fato pode ser explicado analisando a Figura 36, que apresenta a ocupação de telhados verdes com suas respectivas reduções de vazão de pico e volume total escoado, e a Tabela 14, que apresenta as ocupações obtidas para soluções nos diferentes níveis de redução mencionados acima.

Pode-se perceber que, mesmo para o evento menos intenso ($Tr = 10$), foram dimensionadas áreas máximas para todos os TV para que a maior redução de escoamento fosse atingida. Para os eventos mais intensos essa configuração foi praticamente a mesma, apesar de terem levado a reduções menores do que a do $Tr = 10$.

Ainda nesse contexto, a Tabela 15 apresenta a ocupação de telhados verdes em cada sub-bacia, bem como as espessuras de suas camadas de substrato, nas diferentes faixas de redução de vazão de pico e de volume consideradas nesse cenário para o $Tr = 10$. Pode-se

perceber que para as soluções com maiores reduções de escoamento, além de ocupações máximas, o modelo também levou a espessuras máximas do substrato.

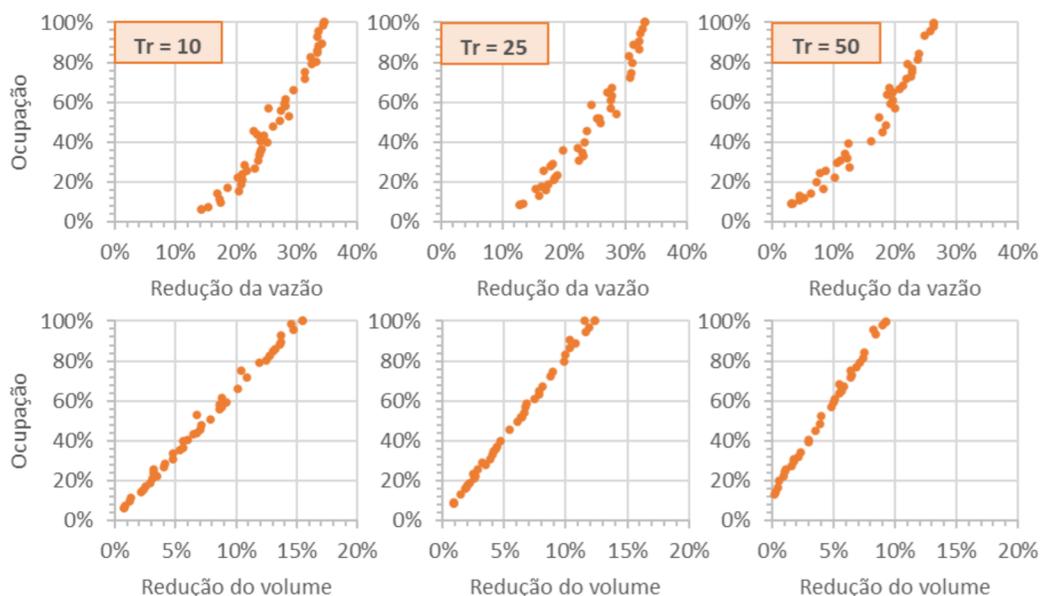


Figura 36. Relação entre a ocupação dos telhados verdes e suas respectivas reduções de vazão de pico e volume – Cenário 3.

Tabela 14. Ocupações de telhados verdes obtidas nas soluções ótimas para três níveis de redução diferentes (Q_p = Máxima, 25% e 15%; V = Máxima, 10% e 5%).

Tr	Parâmetro	Faixas de redução					
		Q_p			V		
		Máxima	25%	15%	Máxima	10%	5%
10	Red. Q_p	34,5%	25,1%	15,3%	34,5%	29,4%	23,7%
	Red. V	15,4%	5,6%	0,8%	15,4%	10,2%	4,8%
	Custo (R\$)	14.236.489	5.666.289	1.073.262	14.236.489	9.388.041	4.412.724
	Ocupação	100,0%	39,9%	7,6%	100,0%	66,0%	31,0%
25	Red. Q_p	33,3%	25,3%	15,3%	33,3%	32,3%	23,7%
	Red. V	12,3%	6,4%	1,9%	12,3%	10,3%	5,4%
	Custo (R\$)	14.236.489	7.411.595	2.380.498	14.236.489	12.301.300	6.494.467
	Ocupação	100,0%	52,1%	16,8%	100,0%	86,5%	45,7%
50	Red. Q_p	26,3%	24,9%	16,1%	26,3%	-	19,2%
	Red. V	9,3%	8,4%	3,0%	9,3%	-	5,0%
	Custo (R\$)	14.224.394	13.284.436	5.743.099	14.224.394	-	8.474.427
	Ocupação	99,9%	93,4%	40,4%	99,9%	-	59,5%

Tabela 15. Áreas ocupadas (%) pelos telhados verdes (azul) e espessuras (mm) das suas camadas de substrato (vermelho) para diferentes níveis de redução de Q_p e V – Cenário 3.

Faixa de redução	Parâmetro		Ocupação	TV1	TV2	TV3	TV4	TV5	TV6	TV7	TV8	TV9	TV10	TV11	TV12	TV13	TV14	TV15	TV16	TV17	TV18	TV19	TV20
	Q_p	V		100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
Máxima	34,5%	15,4%	100,0%	100%	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150
25%	25,1%	5,6%	39,9%	20%	6%	13%	100%	100%	0%	100%	7%	13%	62%	0,4%	4%	51%	3%	5%	18%	100%	100%	22%	22%
15%	15,3%	0,8%	7,6%	20%	6%	13%	9%	2%	0,2%	8%	7%	13%	12%	0,4%	4%	8%	3%	5%	18%	14%	0,0%	24%	2%
Máxima	34,5%	15,4%	100,0%	100%	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150
10%	29,4%	10,2%	66,0%	20%	100%	13%	100%	100%	100%	100%	7%	13%	100%	100%	100%	8%	100%	100%	100%	100%	100%	24%	2%
5%	23,7%	4,8%	31,0%	20%	6%	13%	100%	0,2%	100%	7%	32%	15%	15%	7,1%	14%	8%	3%	100%	18%	4%	3,7%	24%	22%

Mesmo para as soluções que apresentaram menores reduções do escoamento, a maioria das sub-bacias apresentaram TV com as espessuras de suas camadas de substrato próximas ao valor máximo (150 mm). A Tabela 16 mostra a porcentagem de TV que apresentaram espessuras do substrato maiores que a média para todas as soluções avaliadas. Nota-se que o modelo levou a uma tendência generalizada de que as soluções ótimas apresentassem espessuras mais próximas ao limite máximo definido.

Tabela 16. Espessuras das camadas de substrato maiores e menores que a média dos limites impostos - Cenário 3.

Tempo de Retorno			Espessura média (mm)
10	25	50	
Camadas de substrato com espessura maior ou menor que a média			
90%	89%	88%	> 100
10%	11%	12%	< 100

Com relação às dimensões obtidas nas soluções ótimas para os TV nos eventos de maiores intensidade, o modelo levou, de maneira geral, a um aumento das áreas ocupadas, como pode ser observado na Figura 36 e na Tabela 14. Como mencionado anteriormente, para o $Tr = 10$ a ocupação máxima já havia sido atingida, portanto para os tempos de retorno maiores houve apenas uma redução na capacidade de redução para uma mesma ocupação. No entanto, para uma solução na faixa de redução da vazão de pico de 25%, por exemplo, houve um aumento bastante expressivo da ocupação do $Tr = 10$ para o $Tr = 50$, de 39,9% para 93,4%.

Por outro lado, observando a Tabela 16, percebe-se que as espessuras dos substratos se mantiveram praticamente constantes nas soluções, considerando o nível de incerteza envolvido na adoção de parâmetros e no processo de otimização. Neste sentido, a ocupação de telhados verdes, nas configurações adotadas, parece ter exercido uma maior influência no controle do escoamento do que as espessuras das camadas de substrato.

Por fim, apesar de a área disponível para aplicação deste LID ter sido de apenas 19% da área total da bacia, uma redução de 34,5% da vazão de pico para um $Tr = 10$, por exemplo, representa um controle considerável do escoamento superficial. No entanto, a baixa redução do volume escoado e os altos custos associados indicam que o modelo tenha levado a soluções ótimas com uma eficiência expressivamente baixa, principalmente para os eventos mais intensos de precipitação.

É necessário levar em conta que o TV não permite uma infiltração da água coletada para o solo nativo. Quando a capacidade de campo de seu substrato é atingida, a água passa a percolar do substrato para a camada drenante e em seguida é coletada pelas calhas e redirecionada para o sistema de drenagem, ou no caso, para as ruas e estacionamentos e, posteriormente, para as galerias. Seus mecanismos de controle se baseiam, principalmente, na interceptação vegetal e na evapotranspiração

Esses resultados corroboram com o estudo feito por Alamdari e Sample (2019), que indicaram uma baixa eficiência nas soluções otimizadas referentes ao uso do telhado verde causada por três principais fatores: esse elemento de controle apresentava custos muito altos, não tratava áreas subjacentes e a redução do escoamento ocorria apenas por evapotranspiração.

No entanto, é válido mencionar que o presente estudo foi realizado com simulações feitas a partir de chuvas de projeto bastante intensas e com curtas durações. Neste contexto, as perdas por evapotranspiração foram desconsideradas. É possível que, para esse mesmo cenário e com as mesmas configurações, em uma simulação de evento de longa duração em que a evapotranspiração faça parte do balanço hidrológico do LID, o modelo possa levar a soluções ótimas que envolvam maiores reduções de volume e de vazões de pico a custos menores.

4.2.3. Cenário 4 – Combinação de controles LIDs

O último cenário analisado foi o que considerou a implementação conjunta de três tipos de controle LIDs distribuídos na bacia: células de biorretenção, pavimentos permeáveis e telhados verdes. O Cenário 4 foi o que apresentou um maior grau de complexidade. Ele considerou o maior número de variáveis de decisão, sendo 75 no total, e uma interação entre TV e PP e entre TV e BT, uma vez que todo o escoamento excedente dos TV foi direcionado para os PP e BT. No total, a área de drenagem dos LIDs representou cerca de 40% da bacia. As frentes de Pareto obtidas nas otimizações são apresentadas na Figura 37 e as projeções bidimensionais dessas frentes são apresentadas na Figura 38 e na Figura 39.

Dentro desse contexto, o modelo encontrou soluções ótimas em faixas bastantes amplas de redução do escoamento superficial. Essas frentes se apresentaram, assim como nos cenários acima, de maneira aproximadamente contínua. No entanto, o seu comportamento não se mostrou constante ao longo de toda a faixa de redução do escoamento. Pode-se perceber que, para o arranjo combinado com as três LIDs, a relação de

custo-eficiência entre a redução do escoamento superficial e o custo total obtido nas soluções apresentou dois padrões distintos (Figura 38), diferente do observado para os casos analisados anteriormente.

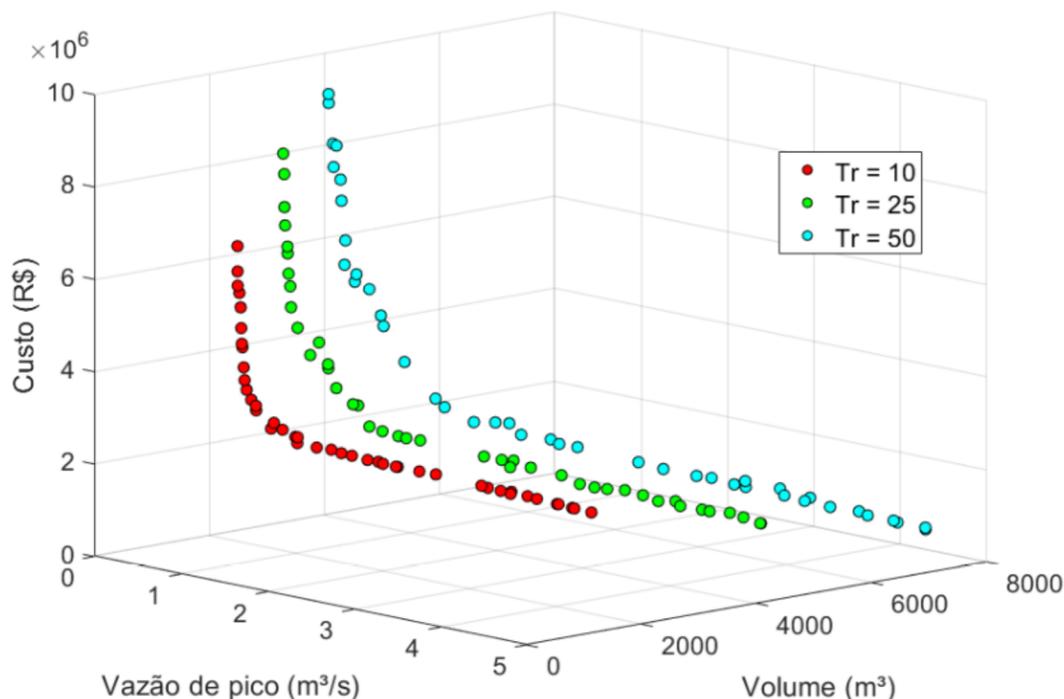


Figura 37. Frentes de Pareto obtidas para o Cenário 4 em todos os tempos de retorno.

É possível identificar um valor limiar de redução do escoamento a partir do qual houve uma forte mudança de tendência no comportamento da frente de Pareto (73%, para Q_p e V). Essa mudança é caracterizada pela alteração na inclinação da curva que representa a relação de custo-eficiência entre as soluções ótimas. Até esse limiar, a tendência se assemelha a uma reta com inclinação relativamente baixa, indicando que é possível encontrar configurações diferentes de projeto que resultem em aumento de eficiência no controle do escoamento com aumentos consideravelmente baixos do custo total.

No entanto, ao atingir esse limiar, a tendência muda e passa a se assemelhar a uma reta com inclinação de 90° para a redução de vazão de pico e de um valor próximo a 90° para a redução de volume. Esse comportamento indica que quando a redução da vazão de pico atinge seu valor máximo nas soluções ótimas, ainda há uma tendência de aumento da redução de volume. Isso faz com que, para um mesmo valor máximo de redução de vazão, o modelo tenha identificado diversas soluções ótimas que levaram a diferentes valores de redução de volume, como pode ser observado na área destacada dos gráficos da Figura 39.

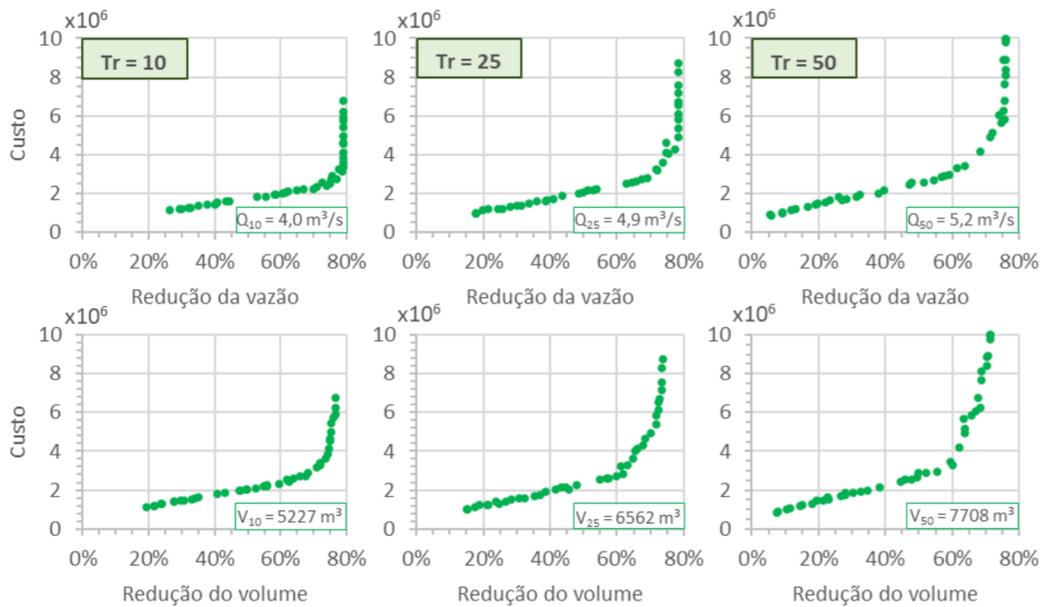


Figura 38. Reduções de vazão de pico e volume total escoado e seus respectivos custos totais (implantação e manutenção) - Cenário 4.

Analisando de forma mais específica as soluções ótimas obtidas, pode-se identificar, de início, que elas abrangem um intervalo de redução de vazão de pico entre 27,1% e 79,1% e de volume total entre 24,1% e 76,5%, com custos totais entre R\$ 1.318.536 e R\$ 7.221.171, para um $Tr = 10$ anos (Figura 38). Na Tabela 17 são apresentados os valores das F.O. para soluções em três faixas de redução de vazão de pico (máxima, 60% e 40%) e de volume (máxima, 55% e 35%), para todos os tempos de retorno.

Analisando os valores referentes ao $Tr = 10$, pode-se perceber, a priori, que para uma solução que levou a uma redução de vazão de pico na faixa de 40%, com uma redução de volume na faixa de 30%, o custo ótimo associado foi de R\$ 1.459.534. Ao mesmo tempo, para uma redução 20% maior nesses dois parâmetros foi possível encontrar uma solução que apresentasse um aumento de custo pouco maior que R\$ 500 mil. Por outro lado, essa diferença de custos aumenta consideravelmente quando se analisa as soluções que apresentaram reduções do escoamento mais elevadas. Para esse mesmo tempo de retorno, a diferença entre uma solução com redução da vazão de pico na faixa de 60% e uma próxima a 80% é de R\$ 1,6 milhão.

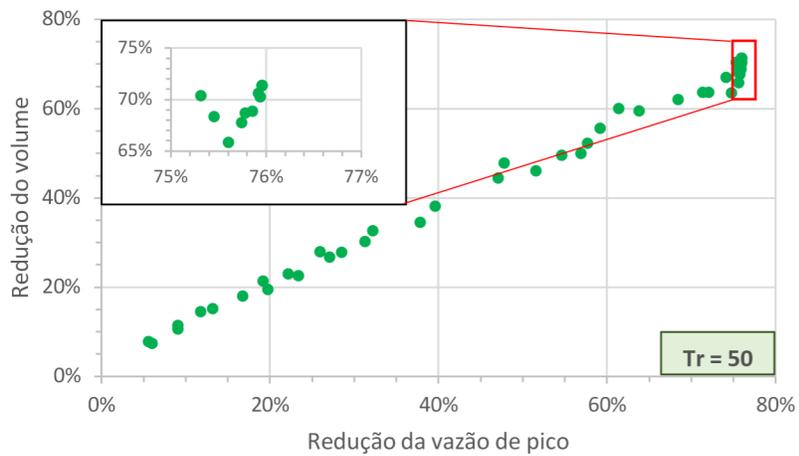
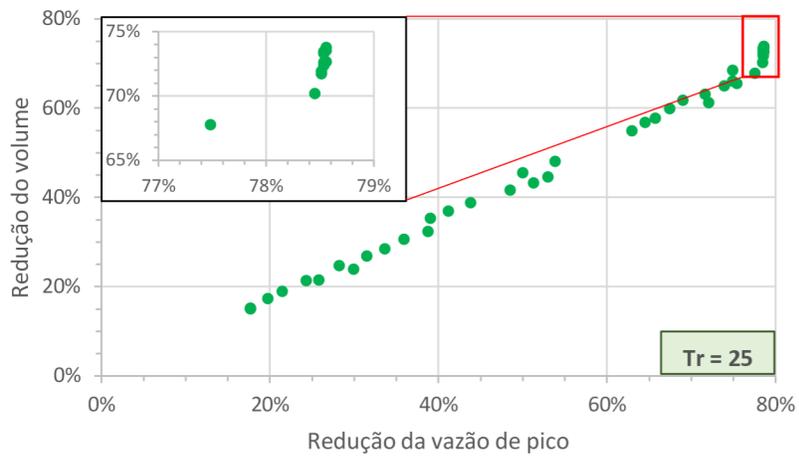
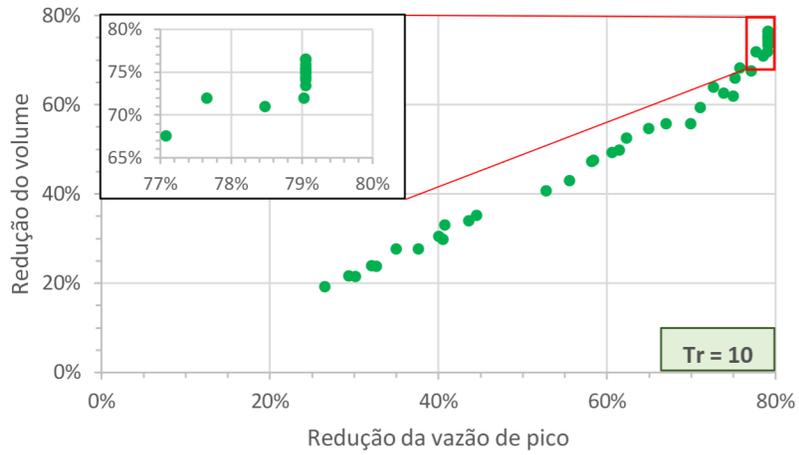


Figura 39. Relação entre a redução de vazão de pico e a redução de volume total escoado - Cenário 4.

Tabela 17. Valores de vazão de pico, volume total escoado e custos associados obtidos nas soluções ótimas para três níveis de redução diferentes (Q_p = Máxima, 60% e 40%; V = Máxima, 55% e 35%) – Cenário 4.

Tr	Parâmetro	Faixas de redução					
		Q_p			V		
		Máxima	60%	40%	Máxima	55%	35%
10	Red. Q_p	79,1%	60,6%	40,0%	79,1%	69,9%	44,5%
	Q_p abs. (m ³ /s)	0,84	1,58	2,40	0,84	1,21	2,23
	Red. V	73,4%	49,3%	30,6%	76,5%	55,9%	35,2%
	V abs. (m ³)	1389	2648	3627	1230	2307	3387
	Custo (R\$)	3.616.254	2.013.926	1.459.534	6.215.139	2.254.682	1.623.092
25	Red. Q_p	78,6%	62,9%	39,0%	78,6%	62,9%	39,0%
	Q_p abs. (m ³ /s)	1,04	1,80	2,96	1,04	1,80	2,96
	Red. V	72,6%	54,9%	35,3%	73,8%	54,9%	35,3%
	V abs. (m ³)	1795	2961	4247	1721	2961	4247
	Custo (R\$)	6.703.340	2.536.313	1.675.960	8.733.464	2.536.313	1.675.960
50	Red. Q_p	76,0%	61,4%	37,8%	76,0%	59,2%	37,8%
	Q_p abs. (m ³ /s)	1,24	2,00	3,22	1,24	2,11	3,22
	Red. V	71,3%	60,0%	34,5%	71,4%	55,6%	34,5%
	V abs. (m ³)	2210	3084	5052	2209	3427	5052
	Custo (R\$)	9.795.428	3.303.317	1.991.298	9.990.072	2.945.626	1.991.298

Esse padrão se repete e se intensifica com o aumento do tempo de retorno. Pode-se perceber que a diferença entre os custos totais associados para as soluções que levaram às menores faixas de redução consideradas é relativamente baixa, não ultrapassando R\$ 1,5 milhão, para todos os tempos de retorno. Essa diferença, no entanto, aumenta quando se trata de soluções com reduções máximas do escoamento. Para um $Tr = 50$, por exemplo, a diferença da solução que levou a uma redução de volume na faixa de 55% para a que levou a uma redução de 71,4% foi de mais de R\$ 7 milhões.

Também foi possível constatar que a diferença entre os custos totais das soluções com menores faixas de redução do escoamento nos três tempos de retorno foi relativamente baixa. Para soluções com redução de vazão de pico próximas a 60%, por exemplo, a diferença de custos entre o $Tr = 10$ e o $Tr = 50$ foi menor que R\$ 1,3 milhão. No entanto, para as faixas de reduções máximas esses valores foram bastante expressivos. No $Tr = 10$ a redução máxima de vazão de pico obtida foi de 79,1%, com a solução apresentando um custo aproximado de R\$ 3,6 milhões. Já para a redução máxima no $Tr = 50$, de aproximadamente 76%, o custo obtido na solução ótima foi de R\$ 9,8 milhões.

Além disso, pode-se perceber que em todos os tempos de retorno as soluções que apresentaram reduções máximas de volume estão associadas a custos mais elevados do que as que apresentaram reduções máximas de vazão de pico, principalmente para os $Tr = 10$ e $Tr = 25$. Para uma redução de 79,1% de vazão de pico e de 73,4% de volume, a solução apresentou um custo de R\$ 3,6 milhões. No entanto, para uma mesma redução de vazão e uma redução máxima de volume (76,5%) a solução levou a um custo R\$ 2,6 milhões mais caro.

Esses padrões encontrados nas relações de custo-eficiência das soluções ótimas podem ser explicados observando os gráficos referentes à taxa de ocupação total de LIDs (Figura 40) e à ocupação individual, de acordo com o espaço disponível, de cada LID adotado (Figura 41). Pode-se perceber que, apesar de as soluções apresentarem uma ocupação de LIDs cada vez maior, a ocupação de PP é a única que aumenta de maneira contínua até valores de redução próximos ao máximo, enquanto que a ocupação de TV e BT permanecem constantes e consideravelmente baixas.



Figura 40. Relação entre a ocupação total de LIDs e suas respectivas reduções de vazão de pico e volume - Cenário 4.

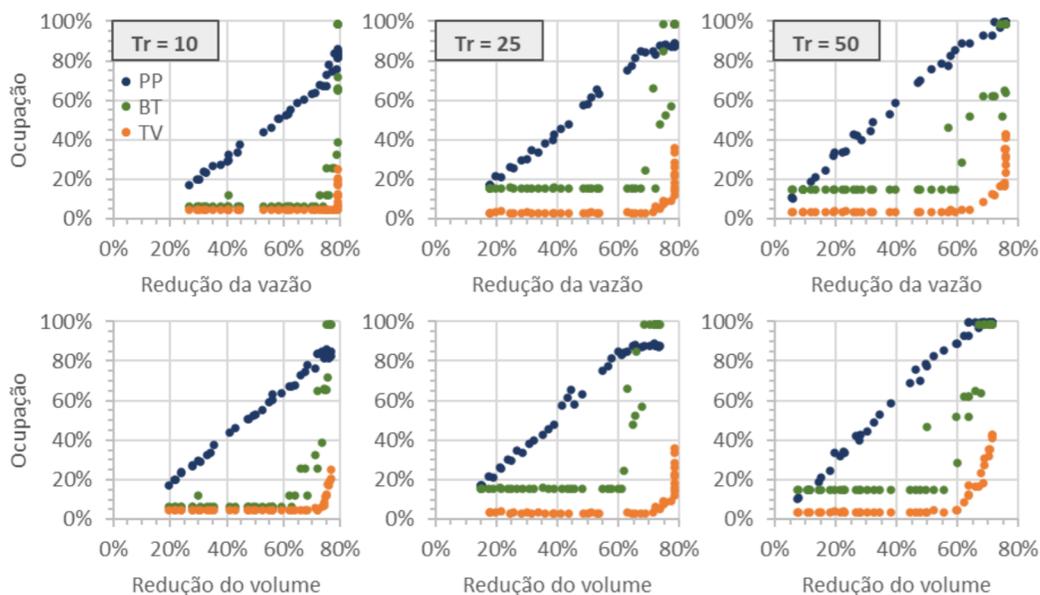


Figura 41. Relação entre a ocupação de cada LID e suas respectivas reduções de vazão de pico e volume – Cenário 4.

A partir de determinado ponto, as soluções passaram a apresentar ocupações cada vez maiores de TV e BT, mesmo aquelas que já apresentavam um nível máximo de redução da vazão de pico. Esse fato é corroborado pela Tabela 18, que apresenta as diferentes ocupações obtidas para todos os LIDs (com relação ao espaço disponível para cada tipo de LID na bacia), bem como a ocupação total (com relação ao espaço total disponível para LIDs), nas soluções ótimas para todos os tempos de retorno. Com base nas informações contidas nessa tabela e na Figura 41, pode-se inferir que maiores ocupações desses LIDs são necessárias para que as soluções ótimas apresentem maiores níveis de redução de volume, que não seriam alcançados com maiores ocupações de PP. Junto à isso, percebe-se também um aumento expressivo dos custos das soluções, indicando um maior custo associado a esses LIDs, principalmente o TV.

Essa tendência se repete para todos os tempos de retorno. No entanto, para o $Tr = 50$ a diferença de ocupação máxima de LIDs nas soluções que mais reduzem vazão de pico e volume é ínfima, indicando que mesmo para maiores ocupações de TV e BT não houve aumentos significativos na redução do volume.

Com relação às espessuras das camadas de armazenamento e de substrato, são apresentadas a Tabela 19 e a Tabela 20 que mostram, para o $Tr = 10$, essas dimensões para soluções de diferentes níveis de redução de vazão de pico e de volume, respectivamente,

bem como o percentual de área ocupada pelo LID, em relação ao total disponível, em cada sub-bacia. Além disso, a Tabela 21 mostra a porcentagem de espessuras maiores e menores que a média para todas as soluções em todos os tempos de retorno considerados.

Tabela 18. Ocupações de BT, PP, TV e totais obtidas nas soluções ótimas para três níveis de redução diferentes (Q_p = Máxima, 60% e 40%; V = Máxima, 55% e 35%).

Tr	Parâmetro	Faixas de redução						
		Q_p			V			
		Máxima	60%	40%	Máxima	55%	35%	
10	Q_p	79,1%	60,6%	40,0%	79,1%	69,9%	44,5%	
	V	73,4%	49,3%	30,6%	76,5%	55,9%	35,2%	
	Custo (R\$)	3.616.254	2.013.926	1.459.534	6.215.139	2.254.682	1.623.092	
	Ocupação	BT	38,6%	6,1%	6,1%	98,7%	6,1%	6,1%
		PP	84,9%	52,5%	29,2%	85,0%	63,1%	37,8%
TV		6,2%	4,4%	4,4%	20,4%	4,5%	4,4%	
Total		44,0%	27,1%	16,1%	52,7%	32,0%	20,2%	
25	Q_p	78,6%	62,9%	39,0%	78,6%	62,9%	39,0%	
	V	72,6%	54,9%	35,3%	73,8%	54,9%	35,3%	
	Custo (R\$)	6.703.340	2.536.313	1.675.960	8.733.464	2.536.313	1.675.960	
	Ocupação	BT	98,7%	15,3%	16,0%	98,7%	15,3%	16,0%
		PP	87,9%	75,2%	42,8%	87,7%	75,2%	42,8%
TV		22,8%	3,2%	2,9%	36,1%	3,2%	2,9%	
Total		55,3%	37,3%	21,9%	61,9%	37,3%	21,9%	
50	Q_p	76,0%	61,4%	37,8%	76,0%	59,2%	37,8%	
	V	71,3%	60,0%	34,5%	71,4%	55,6%	34,5%	
	Custo (R\$)	9.795.428	3.303.317	1.991.298	9.990.072	2.945.626	1.991.298	
	Ocupação	BT	98,7%	28,4%	15,1%	98,7%	15,1%	15,1%
		PP	99,7%	88,7%	53,1%	99,7%	85,7%	53,1%
TV		41,2%	4,5%	3,4%	42,6%	3,6%	3,4%	
Total		70,1%	44,7%	27,1%	70,8%	42,5%	27,1%	

Analisando essas tabelas, pode-se perceber que o modelo de otimização levou a soluções em que os PP apresentam uma tendência a ter suas camadas de armazenamento com espessuras menores que a média, bem como ocorreu no Cenário 2. Para os TV, no entanto, houve uma mudança no padrão de espessuras em relação ao Cenário 3. Apesar de ainda ter havido um grande número de espessuras próximas ao valor máximo, houve uma redução considerável na sua quantidade total, mesmo para as soluções com níveis de redução máximos.

Tabela 19. Áreas ocupadas por cada LID (%) e espessuras das suas camadas de armazenamento e de substrato (mm) para diferentes níveis de redução de vazão de pico – Cenário 4. (*Camada de substrato. **Camada de armazenamento.)

Solução	Redução		Ocupação	Áreas (azul) e espessuras (vermelho)																																																			
	Q _p	V		BT1	BT2		BT3	PP1	PP2	PP3	PP4	PP5	PP6	PP7	PP8	PP9	PP10	PP11	PP12	PP13	TV1	TV2	TV3	TV4	TV5	TV6	TV7	TV8	TV9	TV10	TV11	TV12	TV13	TV14	TV15	TV16	TV17	TV18	TV19	TV20															
Máxima	79,1%	73,4%	38,6%	BT1	100%	BT2		BT3	PP1	PP2	PP3	PP4	PP5	PP6	PP7	PP8	PP9	PP10	PP11	PP12	PP13	TV1	TV2	TV3	TV4	TV5	TV6	TV7	TV8	TV9	TV10	TV11	TV12	TV13	TV14	TV15	TV16	TV17	TV18	TV19	TV20														
				1211**	222**	938	295	633	231	100%	67%	100%	100%	60%	98%	100%	100%	100%	97%	100%	78%	100%	77%	387	508	305	641	354	445	467	169	369	382	309	350	564	1%	8%	2%	2%	1%	16%	17%	12%	6%	3%	13%								
				1211	222	938	295	633	231	90%	67%	100%	100%	60%	98%	100%	100%	97%	100%	78%	100%	77%	387	508	305	641	354	445	467	169	369	382	309	350	564	1%	8%	2%	2%	1%	16%	17%	12%	6%	3%	13%									
				140	150	50	76	134	86	12%	3%	0,4%	11%	3%	0,1%	2%	5%	5%	1%	8%	2%	2%	1%	140	150	50	76	134	86	139	89	80	80	83	116	67	113	113	69	92	123	116	56												
60%	60,6%	49,3%	6,1%	BT1	15%	BT2		BT3	PP1	PP2	PP3	PP4	PP5	PP6	PP7	PP8	PP9	PP10	PP11	PP12	PP13	TV1	TV2	TV3	TV4	TV5	TV6	TV7	TV8	TV9	TV10	TV11	TV12	TV13	TV14	TV15	TV16	TV17	TV18	TV19	TV20														
				1211	222	938	500	633	494	100%	40%	100%	100%	60%	85%	76%	35%	51%	77%	45%	13%	41%	211	449	305	150	246	445	243	328	369	208	309	350	564	76%	51%	77%	45%	13%	41%	211	449	305	150	246	445	243	328	369	208	309	350	564	
				1211	222	938	500	633	494	9%	40%	100%	100%	60%	85%	76%	35%	51%	77%	45%	13%	41%	211	449	305	150	246	445	243	328	369	208	309	350	564	76%	51%	77%	45%	13%	41%	211	449	305	150	246	445	243	328	369	208	309	350	564	
				140	89	75	66	137	86	0,1%	3%	0,4%	10%	3%	0,1%	2%	5%	5%	1%	7%	2%	2%	1%	140	89	75	66	137	86	139	110	80	80	76	126	67	113	54	69	117	123	116	56												
40%	40,0%	30,6%	6,1%	BT1	15%	BT2		BT3	PP1	PP2	PP3	PP4	PP5	PP6	PP7	PP8	PP9	PP10	PP11	PP12	PP13	TV1	TV2	TV3	TV4	TV5	TV6	TV7	TV8	TV9	TV10	TV11	TV12	TV13	TV14	TV15	TV16	TV17	TV18	TV19	TV20														
				1211	222	938	500	633	494	9%	40%	100%	100%	3%	98%	76%	35%	51%	10%	1%	13%	41%	211	449	305	295	222	445	243	169	369	208	216	350	459	76%	35%	51%	10%	1%	13%	41%	211	449	305	295	222	445	243	169	369	208	216	350	459
				1211	222	938	500	633	494	9%	40%	100%	100%	3%	98%	76%	35%	51%	10%	1%	13%	41%	211	449	305	295	222	445	243	169	369	208	216	350	459	76%	35%	51%	10%	1%	13%	41%	211	449	305	295	222	445	243	169	369	208	216	350	459
				140	89	95	76	137	75	0,1%	3%	0,4%	11%	3%	0,1%	2%	5%	5%	1%	7%	2%	2%	1%	140	89	95	76	137	75	139	110	150	90	91	126	67	113	113	118	117	123	116	56												

Já para as BT, percebeu-se que as espessuras da camada de substrato se mantiveram praticamente constantes em todas as soluções, sendo o BT 1 (que possui menor área disponível e recebe o escoamento de um telhado bastante extenso) aquele que apresentou a maior espessura para essa camada. As camadas de armazenamento também se mantiveram relativamente constantes, apresentando um equilíbrio entre espessuras maiores e menores que a média imposta a essa camada.

Tabela 21. Espessuras das camadas de armazenamento e de substrato maiores e menores que a média dos limites impostos - Cenário 4.

Elemento de controle/camada	Tempo de Retorno			Espessuras médias (mm)
	10	25	50	
	Camadas de substrato ou armazenamento espessura maior ou menor que a média			
Pavimento permeável (armazenamento)	9%	13%	23%	> 525
	91%	87%	77%	< 525
Telhado verde (substrato)	51%	61%	44%	> 100
	49%	39%	56%	< 100
Biorretenção (substrato)	41%	15%	13%	> 1050
	59%	85%	87%	< 1050
Biorretenção (armazenamento)	55%	69%	63%	> 325
	45%	31%	37%	< 325

Com relação ao impacto do aumento do tempo de retorno no dimensionamento das estruturas, pode-se perceber, observando a Tabela 18, que houve um aumento considerável da ocupação total de LIDs para as soluções de diferentes faixas de redução. Para uma solução com redução de vazão de pico máxima, a ocupação total passou de 44% no $Tr = 10$ para 70,1% no $Tr = 50$. Mesmo nas faixas de redução mais baixas esse aumento foi considerável. Para uma solução com redução próxima a 40%, a ocupação passou de 16,1%, no $Tr = 10$, para 27,1%, no $Tr = 50$, sendo BT e o TV os LIDs que mais apresentaram esse aumento.

Ao mesmo tempo, observando a Tabela 21, percebe-se que, de maneira geral, houve um aumento das espessuras das camadas de armazenamento do PP e do BT, mas uma redução das espessuras das camadas de substrato do TV e do BT entre o $Tr = 10$ e o $Tr = 50$. Uma explicação possível para esse comportamento é o fato de as camadas de substrato se comportarem como um meio poroso, cujo fluxo de entrada e a percolação dependem das condições de umidade ao longo do tempo, enquanto que a camada de armazenamento funciona apenas como um reservatório de água.

Um estudo de Macedo *et al.* (2019) corrobora com essa explicação. Ao monitorar uma célula de biorretenção durante um período de três anos, verificou-se que a camada

superficial se mostrou um fator limitante para o escoamento uma vez que este ocorria mesmo quando a camada de armazenamento não atingia seu valor máximo de nível d'água. É possível que, para taxas mais intensas, o aumento das espessuras dessas camadas não tenha impacto significativo no controle do escoamento e por isso tenham apresentado valores menores. No entanto, seriam necessários estudos mais específicos e aprofundados para definir o que levou a esse comportamento.

Com base nesses resultados surge o seguinte questionamento: se o pavimento permeável foi o elemento de controle que apresentou maior eficiência, por que o modelo não identificou soluções ótimas em que ele fosse o único LID utilizado, mesmo que para menores reduções? Em primeiro lugar, é importante notar que as BT não controlam as mesmas áreas que os PP, portanto atuam como um controle complementar e não concorrente.

Já com relação aos TV, foi necessário realizar análises mais específicas para obter uma resposta. Para isso, fez-se uma simulação no PCSWMM com as configurações obtidas em uma solução ótima para este cenário. Neste caso, optou-se por simular a solução que levou a uma maior redução de vazão de pico com o menor custo. A partir dessa simulação, foi escolhido aleatoriamente um conjunto de PP e TV em que a área do TV não fosse próxima a zero. Neste sentido, escolheu-se o PP 1 e o TV 1, em que o PP 1 (90% de ocupação) recebe o escoamento superficial do TV 1 (12% de ocupação).

Essa solução levou a uma vazão de pico de 0,84 m³/s e a um volume total escoado de 1389 m³, com um custo associado de R\$ 3.616.254. Para analisar o impacto da presença do TV nesse sistema, fez-se uma simulação considerando uma área igual a zero para o TV 1, ou seja, a sua inexistência. Com isso, percebeu-se que não houve alterações na vazão de pico ou no volume escoado e o custo associado foi de R\$ 3.508.912, ou seja, uma solução que dominaria a solução otimizada em questão.

Essa constatação indica uma possível necessidade de aperfeiçoamento da estrutura de otimização formulada, uma vez que os TV aparecem em todas as soluções mesmo que em áreas mínimas, apesar de levarem a soluções que seriam dominadas por aquelas em que houvesse uma maior área de PP e nenhuma área de TV, por exemplo.

O único critério de controle utilizado para apontar a existência ou inexistência dos LIDs em uma sub-bacia na estrutura de otimização foi a adoção de áreas mínimas iguais a zero no seu espaço de busca. No entanto, parece ser necessário um maior nível de controle dentro do modelo, com o uso de restrições ou novas variáveis de decisão, que possibilite solucionar o problema identificado. Esse assunto é abordado de maneira mais aprofundada na Seção 4.3 a seguir.

4.3. Eficácia do modelo de otimização como método de dimensionamento de áreas e espessuras dos LIDs

Um dos objetivos principais deste trabalho foi avaliar a eficácia da estrutura de otimização utilizada na otimização dos diversos cenários adotados como método de dimensionamento de áreas e espessuras das camadas de substrato e de armazenamento dos LIDs. Essa seção apresenta os resultados referentes à análise feita no sentido de verificar se áreas e espessuras dimensionadas teriam aplicação prática e se foram coerentes com o problema formulado. Vale salientar que essas análises foram realizadas separadamente para cada um dos cenários considerados. No entanto, como as mesmas observações foram identificadas em todos eles optou-se por apresentar os resultados de forma única e utilizando o Cenário 4 para ilustrar a discussão.

De uma maneira geral, o modelo gerou soluções com valores cada vez menores para as funções objetivo a cada geração e que resultaram em frentes de Pareto coerentes com o problema do estudo de caso, como mostrado nos tópicos anteriores. Apesar disso, algumas inconsistências foram identificadas tanto no dimensionamento das áreas quanto das espessuras.

Inicialmente, percebeu-se que em nenhuma solução, para todos os cenários otimizados, houve a ocorrência de áreas iguais a zero para os elementos de controle, apesar de o algoritmo prever essa possibilidade. Como comentado na Seção 4.3.3 anterior, algumas soluções que apresentaram TV em determinadas sub-bacias no Cenário 4, por exemplo, teriam apresentado um desempenho melhor (reduções semelhantes do escoamento com menores custos associados) caso a área do TV fosse igual a 0 m². Isso indica que houve uma tendência de que o algoritmo não considerasse a inexistência de LIDs em uma sub-bacia, mostrando uma possível necessidade de aperfeiçoar a estrutura de otimização formulada.

Além disso, analisando as áreas obtidas nas soluções otimizadas, pode-se perceber, observando as Tabelas 11, 15, 19 e 20, que para algumas soluções as áreas de determinados elementos de controle foram expressivamente pequenas, chegando a representar 0,1% do total disponível, o equivalente a áreas menores que 2 m². Para o modelo hidrológico e para o modelo de otimização a implementação de uma área ínfima se apresenta como uma solução viável e coerente com o problema. No entanto, considerando a aplicabilidade prática, um elemento de controle com área muito reduzida pode não ser uma solução viável por diversos fatores estruturais e econômicos.

Com relação as espessuras dimensionadas pelo modelo para as camadas de armazenamento, fez-se uma análise para verificar se elas apresentavam dimensões condizentes com os níveis máximos de água armazenados nos LIDs. Ou seja, verificou-se se as espessuras obtidas apresentavam valores próximos aos níveis máximos de armazenamento ou se houve discrepância entre esses valores, com espessuras maiores do que as necessárias para evitar o transbordamento dessas camadas e um consequente escoamento superficial.

Para isso, as dimensões obtidas em diversas das soluções ótimas para os três cenários foram utilizadas em simulações no PCSWMM para que se pudesse observar o funcionamento dos LIDs a cada passo de tempo, incluindo o nível de armazenamento de água e a umidade relativa do substrato. A comparação desses parâmetros com as espessuras dimensionadas nas soluções ótimas permitiu identificar um superdimensionamento das camadas de armazenamento em diversas soluções ótimas obtidas em todos os cenários. Para demonstrar essas situações, optou-se por apresentar as simulações realizadas a partir da solução que mais reduziu a vazão de pico no Cenário 4, para um $T_r = 10$ anos.

A Figura 42 apresenta o funcionamento do pavimento permeável (PP 1) a cada passo de tempo, incluindo o nível de água acumulado na camada de armazenamento, bem como a espessura otimizada para esse elemento de controle. Pode-se perceber que o nível máximo de água na camada de armazenamento foi de, aproximadamente, 263 mm, enquanto que a espessura obtida pelo modelo de otimização para essa solução foi de 387 mm. Ou seja, a espessura dimensionada foi quase 120 mm maior do que o necessário.

Para confirmar que a redução da espessura dessa camada para um valor próximo ao nível máximo de água atingido não afetaria o escoamento superficial da sub-bacia, realizou-se uma simulação para as mesmas configurações da solução em questão, alterando-se apenas a espessura da camada de armazenamento do PP 1 para valores próximos a 263 mm. Com isso, verificou-se que uma redução dessa espessura não teria efeito nos valores finais de vazão de pico e volume, confirmando, assim, o seu superdimensionamento.

Da mesma maneira, para as camadas de substrato também foi possível constatar esse superdimensionamento, mas a partir da saturação do solo. Na Figura 43 é apresentado o funcionamento de uma célula de biorretenção (BT 1) contida na mesma solução mencionada acima para o PP a cada intervalo de tempo. Primeiro, pode-se perceber que a espessura otimizada para a camada de armazenamento foi de 222 mm (Tabela 19), mas o maior nível de água armazenado nesta camada foi de 34,8 mm. Segundo, analisando a camada de substrato desse elemento de controle percebe-se que a umidade relativa do solo chegou a um

máximo de 42%. No entanto, a porosidade efetiva definida para o solo foi de 50%, ou seja, o solo não chegou a atingir a saturação e, em tese, poderia ter apresentado uma espessura menor.

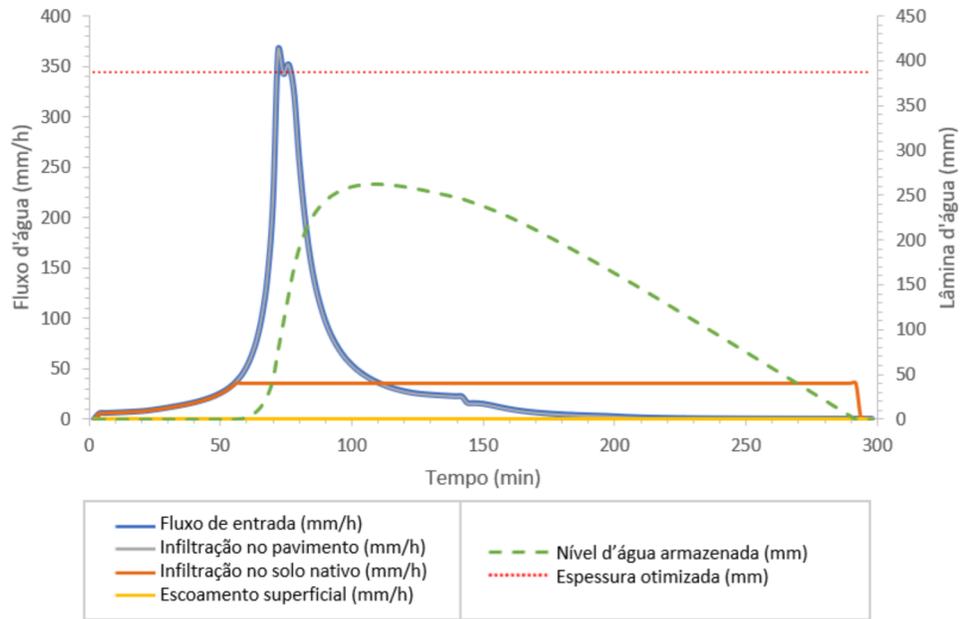


Figura 42. Funcionamento do pavimento permeável a cada intervalo de tempo (Solução 5, PP 1, Cenário 4, $T_r = 10$).

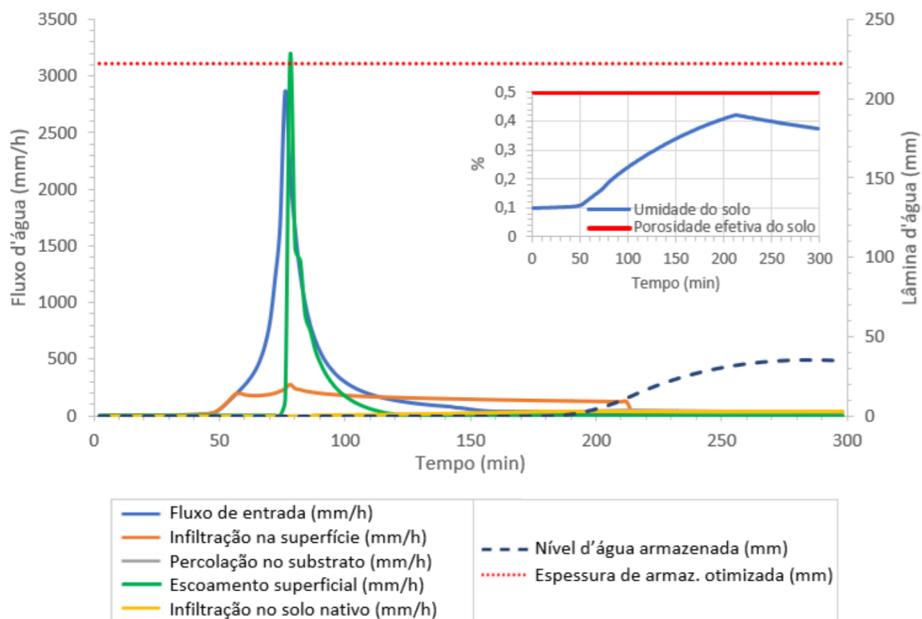


Figura 43. Funcionamento da célula de biorretenção a cada intervalo de tempo (Solução 5, BT 1, Cenário 4, $T_r = 10$).

Analogamente ao feito para o PP, fez-se uma simulação para as mesmas configurações da solução em questão, mas alterando a espessura de substrato do BT 1. Constatou-se que, para espessuras até o valor próximo do mínimo imposto no espaço de decisão dessa variável, não houve alterações no escoamento gerado na sub-bacia, mostrando o superdimensionamento desse parâmetro pelo modelo.

Com base nessas informações torna-se necessário encontrar maneiras de contornar os problemas mencionados acima de forma a melhorar o desempenho do modelo na otimização de cenários LIDs e de proporcionar um método de dimensionamento das áreas e espessuras das camadas subjacentes que seja suficientemente confiável. Algumas das possíveis alternativas que podem ser implementadas são discutidas na Seção 5, referente às conclusões e recomendações para futuros estudos.

4.4. Impacto dos custos de manutenção nas soluções otimizadas

Muitos estudos realizados na área de otimização de LIDs desconsideram os custos de manutenção envolvidos durante o ciclo de vida desses dispositivos. No entanto, considerar esses custos ou não pode levar a diferenças expressivas nos resultados gerados. Nessa seção foram feitas comparações entre as soluções obtidas a partir da otimização com o AG para todos os cenários e tempos de retorno, mas considerando duas situações. Na primeira são considerados os custos de implantação e manutenção dos LIDs adotados (Situação I) e na segunda os custos de manutenção não foram incorporados no algoritmo (Situação II).

A Figura 44 apresenta as relações de custo-eficiência referentes às soluções contidas nas frentes de Pareto obtidas nas otimizações para as duas situações em todos os cenários analisados. Pode-se perceber que as curvas que representam as relações de custo-eficiência das Situações I e II do Cenário 2 aparecem bastante próximas entre si, indicando um baixo custo de manutenção mesmo para as soluções ótimas que apresentam uma alta redução do escoamento superficial. Para uma solução com redução de cerca de 30% na vazão de pico, por exemplo, o custo de manutenção acrescido ao custo total é de, aproximadamente, R\$ 220 mil e para uma solução com redução próxima a 70% esse custo é de R\$ 620 mil. Apesar de o custo de manutenção praticamente triplicar entre essas soluções, ele ainda representa, de maneira geral, uma parcela inferior a 30% do custo total associado.

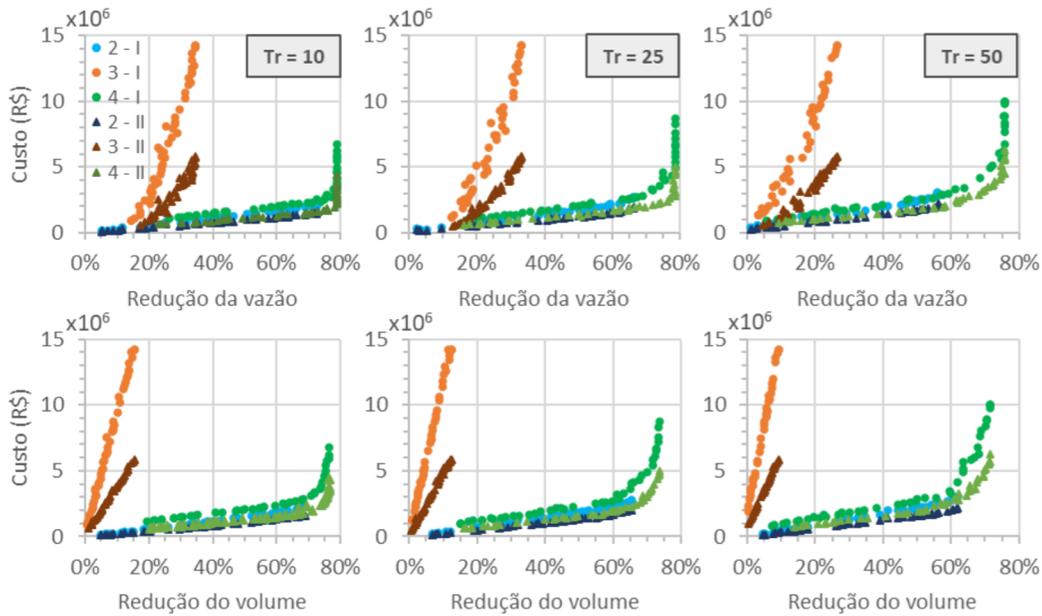


Figura 44. Reduções de vazão de pico e volume e seus respectivos custos associados para as Situações I (implantação + manutenção) e II (implantação) - Cenários 2, 3 e 4.

Por outro lado, a diferença entre as curvas que representam a relação de custo-eficiência entre as soluções das Situações I e II para o Cenário 3 foi bastante significativa. É possível observar que, embora o intervalo de redução tenha permanecido praticamente o mesmo, as soluções geradas para a Situação I tendem a apresentar projetos mais custosos. Uma solução ótima que reduz 20% da vazão de pico na Situação I, por exemplo, apresenta um custo R\$ 1,2 milhão maior que uma solução ótima na Situação II. Já para uma solução com redução de 35%, essa diferença chega a ser de R\$ 10 milhões.

O telhado verde é o único dos três elementos de controle que teve seu custo de manutenção associado diretamente com a sua área de ocupação (cerca de R\$ 30/m²). Nesse contexto, e analisando os gráficos das relações de custo eficiência (Figura 44) e das ocupações para as diferentes reduções de vazão de pico e volume (Figura 45), pode-se perceber que quanto maior a sua ocupação, mais a curva que representa a Situação I se distancia da curva da Situação II.

Tendo em vista o aumento bastante expressivo do custo com o aumento da área nas soluções, era de se esperar que houvesse diferenças significativas nas áreas ocupadas pelos TV nas soluções presentes nas Situações I e II. No entanto, observando os gráficos da Figura 45, não é possível notar essas diferenças. Uma possível explicação para esse fato é que, como

mencionado anteriormente, a espessura máxima definida para a camada de substrato dos telhados verdes é relativamente baixa (150 mm).

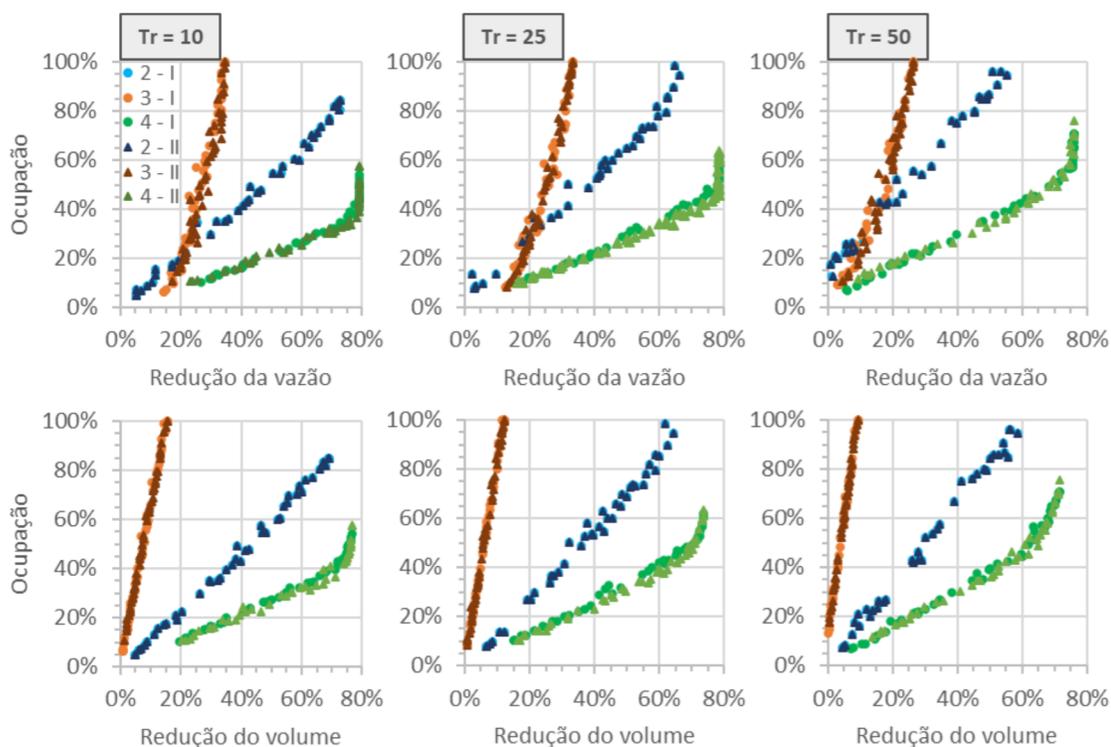


Figura 45. Relação entre a ocupação total de LIDs e suas respectivas reduções de vazão de pico e volume - Cenários 2, 3 e 4 (Situações I e II).

Ao mesmo tempo, para a Situação I, a maior parte das espessuras dimensionadas pelo modelo para as soluções ótimas apresentaram valores próximos a esse limite e, mesmo assim, o controle do escoamento superficial foi relativamente limitado. É possível que, caso o limite máximo da espessura fosse maior, os resultados sofressem alterações significativas e o modelo de otimização levasse a áreas menores e espessuras maiores.

Com relação ao Cenário 4, pode-se perceber, observando os gráficos da Figura 44, que as projeções das suas frentes de Pareto referentes às Situações I e II são semelhantes às do Cenário 2 até determinado nível de redução. Quando esse nível é atingido, a curva referente ao Cenário 4 para a Situação I começa a se distanciar da curva para a Situação II. Esse fato pode ser explicado porque, como mencionado anteriormente, para soluções com reduções inferiores a 73% nesse cenário o algoritmo leva a uma ocupação crescente e predominante de PP e ocupações relativamente constantes e baixas de TV e BT. Esse

comportamento pode ser observado na Figura 46, que apresenta a ocupação individual de cada LID para este cenário.

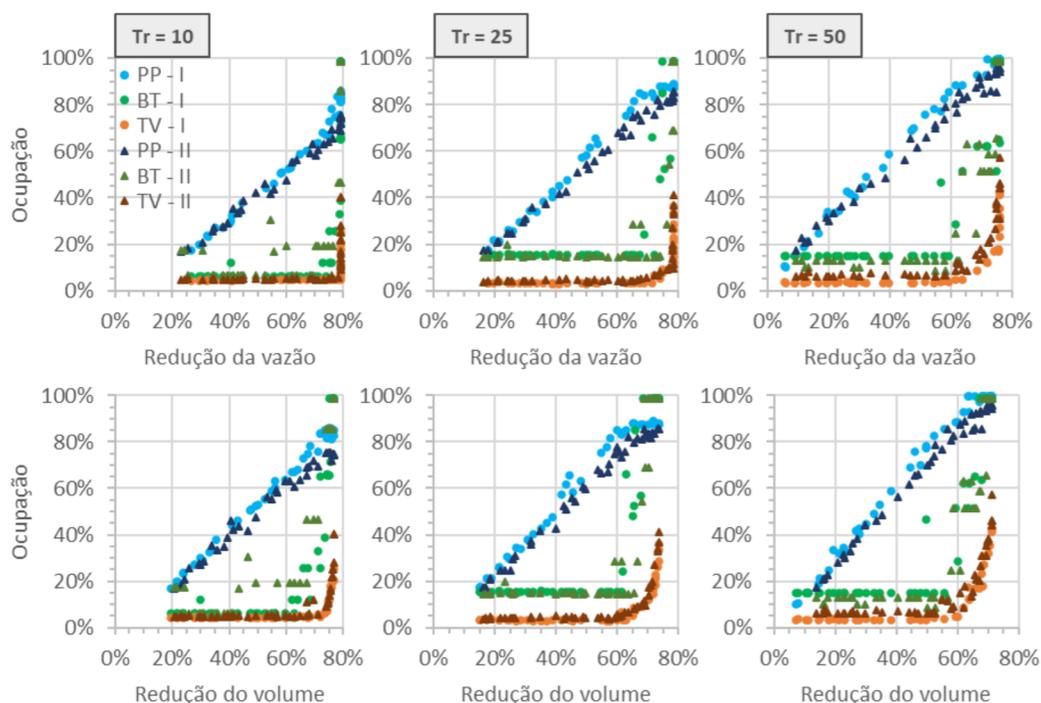


Figura 46. Relação entre a ocupação de cada LID e suas respectivas reduções de vazão de pico e volume – Cenário 4 (Situações I e II).

Neste trabalho foi adotado um custo de manutenção associado ao PP de 4% do custo de implantação ao ano e, por isso, as curvas para as Situações I e II estão relativamente próximas. No entanto, quando esse limite próximo a 73% é atingido, o algoritmo passa a apresentar maiores ocupações de TV e BT.

O custo de manutenção adotado para as BT foi o dobro do adotado para o PP (8% do custo de implantação ao ano), mas sua área de ocupação total em relação à bacia, mesmo ocupando valores máximos, é bastante reduzida (1% do total destinado aos LIDs) e por isso sua contribuição para o custo total não é tão significativa. Já o TV foi o que apresentou o maior custo de manutenção entre os valores adotados para os LIDs e por isso, mesmo com ocupações pequenas, é o principal responsável pelo aumento drástico desses custos.

Com o aumento da intensidade dos eventos, ou seja, com o aumento do tempo de retorno, a diferença de custos entre as soluções ótimas nas Situações I e II é ainda mais perceptível, uma vez que há uma maior necessidade de aumentar a ocupação de TV. Para o

Tr = 10 a ocupação máxima desse elemento não chegou a atingir 30%. Já para o Tr = 50, essa ocupação máxima praticamente dobrou.

Partindo para a análise do impacto dos custos de manutenção nas ocupações e espessuras das camadas de armazenamento e de substrato nas soluções ótimas pode-se perceber, observando os gráficos da Figura 45, que não houve alterações significativas nas áreas totais ocupadas por LIDs nos diferentes cenários avaliados. Da mesma maneira, a Tabela 22 mostra, para os Cenários 2 e 3, a quantidade de espessuras dimensionadas que atingiram valores acima da média, ou seja, mais próximos das espessuras máximas impostas. Nota-se que, para esses cenários, também não houve alterações significativas na tendência desses valores para ambos os cenários e para os três tempos de retorno considerados.

Tabela 22. Quantidade de espessuras otimizadas das camadas de armazenamento e de substrato maiores e menores que a média - Cenários 2 e 3.

Com manutenção				
Tr	10	25	50	Espessura
Cenário 2	2%	14%	27%	> 525
	98%	86%	73%	< 525
Cenário 3	90%	89%	88%	> 100
	10%	11%	12%	< 100
Sem manutenção				
Tr	10	25	50	Espessura
Cenário 2	2%	14%	27%	> 525
	98%	86%	73%	< 525
Cenário 3	91%	88%	88%	> 100
	10%	12%	12%	< 100

Quando se analisa o Cenário 4 percebe-se que não houve alterações significativas nas áreas de cada LID adotado (Figura 46). Ao mesmo tempo, as espessuras das camadas de armazenamento e de substrato das soluções ótimas nas duas situações apresentaram algumas diferenças expressivas entre si. A Tabela 23 apresenta a quantidade de espessuras otimizadas maiores e menores que a média dos limites impostos no espaço de busca de cada variável de decisão. Observando essas tabelas pode-se perceber que, de maneira geral, para um Tr = 10, quando se considerou os custos de manutenção (Situação I) as espessuras da camada de armazenamento dos PP e de substrato do TV tenderam a ser menores, enquanto que a as camadas das BT tenderam a ser maiores.

Tabela 23. Quantidade de espessuras otimizadas das camadas de armazenamento e de substrato maiores e menores que a média - Cenário 4.

Com manutenção				
Tr	10	25	50	Espessura
PP	9%	13%	23%	> 525
	91%	87%	77%	< 525
TV	51%	61%	44%	> 100
	49%	39%	56%	< 100
BT (solo)	41%	15%	13%	> 1050
	59%	85%	87%	< 1050
BT (armaz.)	55%	69%	63%	> 325
	45%	31%	37%	< 325
Sem manutenção				
Tr	10	25	50	Espessura
PP	23%	25%	42%	> 525
	77%	75%	58%	< 525
TV	59%	65%	53%	> 100
	41%	35%	47%	< 100
BT (solo)	19%	29%	10%	> 1050
	81%	71%	90%	< 1050
BT (armaz.)	11%	81%	43%	> 325
	89%	19%	57%	< 325

Com o aumento do tempo de retorno, as espessuras das camadas de armazenamento dos PP seguiram o mesmo padrão nas duas situações, apresentando uma quantidade crescente, ainda que baixa, de espessuras maiores que a média. Da mesma maneira, a camada de substrato do TV e de armazenamento da BT também seguiram o mesmo padrão para as Situações I e II, com suas espessuras aumentando do Tr = 10 para o Tr = 25 e diminuindo do Tr = 25 para o Tr = 50. Já a camada de substrato da BT apresentou um padrão diferente, mas ainda assim com espessuras do substrato maiores no Tr = 10 do que no Tr = 50.

Para poder analisar melhor essa situação, calculou-se quanto seria o custo total, incluindo a manutenção por 30 anos, para as soluções obtidas para a Situação II (otimizada sem considerar o custo de manutenção na F.O.). Com isso foi possível gerar os gráficos apresentados nas Figuras 47, 48 e 49 para as duas situações: soluções otimizadas considerando o custo de manutenção (Situação I) e soluções otimizadas sem considerar o custo de manutenção, tendo esse custo incluído posteriormente (Situação II).

A Figura 47 mostra uma comparação entre os custos de implantação, custos de manutenção e custos totais referentes às soluções otimizadas para o Cenário 4 com relação às reduções de vazão de pico e volume total escoado. Já a Figura 48 e a Figura 49 mostram

os custos de implantação e manutenção, respectivamente, referentes a cada um dos elementos de controle utilizados no Cenário 4 para as Situações I e II.

Com base nesses gráficos pode-se perceber que, apesar de ter havido diferenças entre as espessuras dimensionadas nas soluções para as duas situações, não houve uma alteração significativa nos custos de implantação e manutenção para cada tipo de elemento de controle. Nesse sentido, o que ocorreu foi que para as duas situações foram geradas soluções ótimas com diferentes configurações, mas que representaram custos de implantação, manutenção e reduções de vazão de pico e volume total escoado semelhantes.

De uma maneira geral, no entanto, a inclusão ou exclusão dos custos de manutenção na função objetivo do AG não exerceu uma influência decisiva no dimensionamento dos elementos de controle. Para as duas situações consideradas houve uma predominância dos PP enquanto que os TV e as BT passam a apresentar maiores áreas apenas para maiores reduções de vazão de pico e volume escoados.

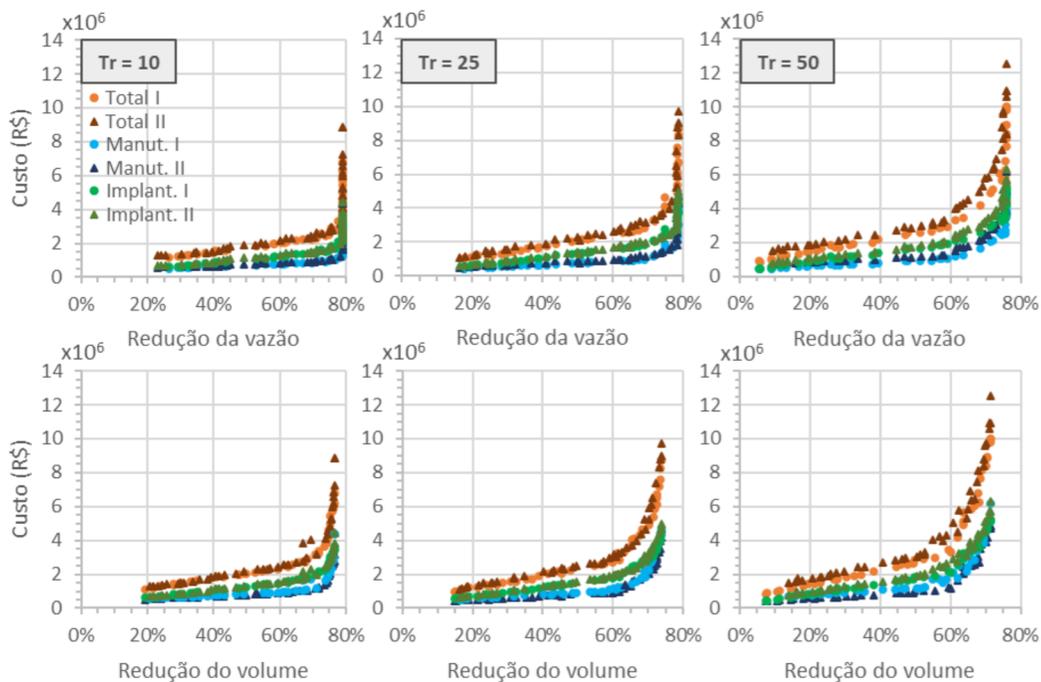


Figura 47. Reduções de vazão de pico e de volume com seus custos associados de implantação, manutenção e totais para o Cenário 4 (Situações I e II).

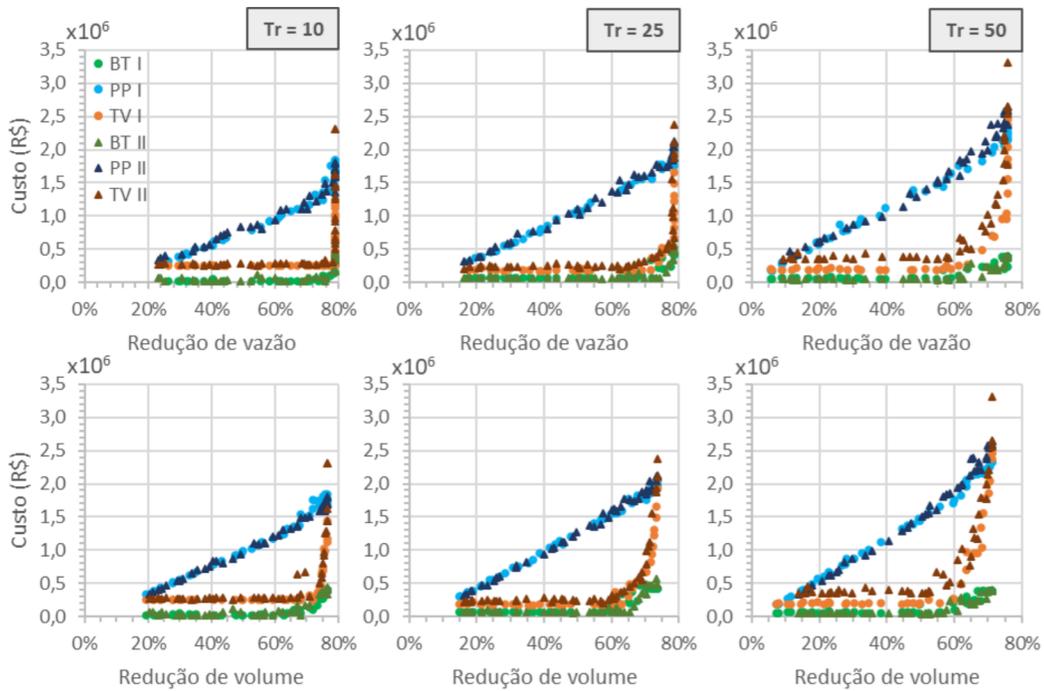


Figura 48. Reduções de vazão de pico e de volume com seus respectivos custos associados de implantação para cada LID - Cenário 4 (Situações I e II).

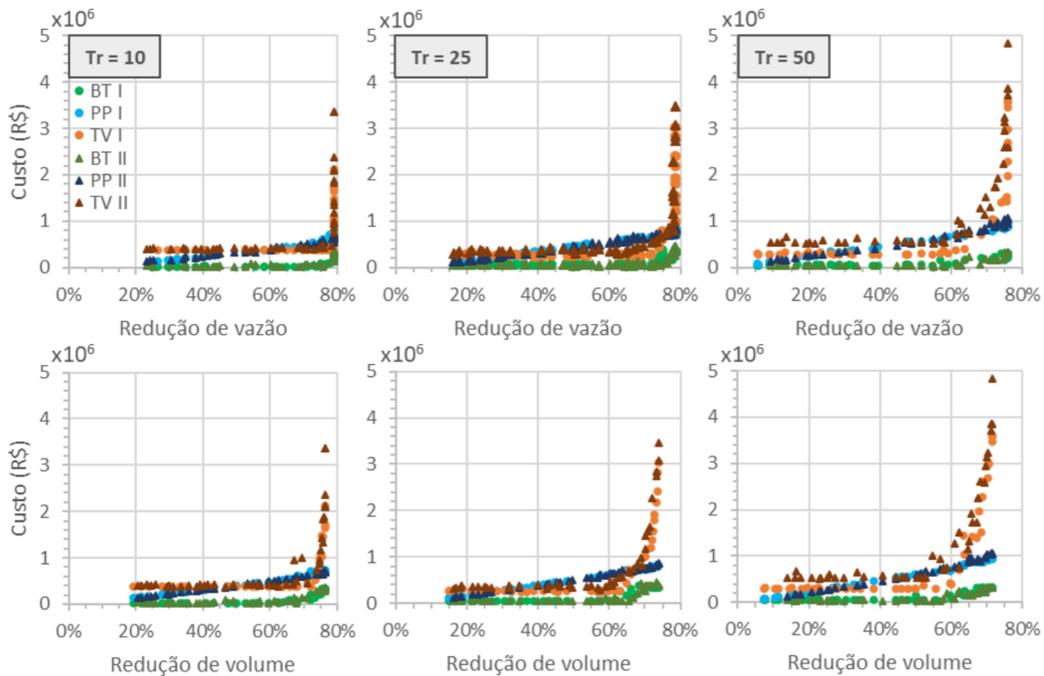


Figura 49. Reduções de vazão de pico e de volume com seus respectivos custos associados de manutenção para cada LID - Cenário 4 (Situações I e II).

Esse fato pode ser explicado porque o TV, que apresentou o maior custo de manutenção, também apresentou o maior custo de implantação. Portanto, para os dois casos ele é preterido em função dos outros dois. Para os PP e as BT os custos de manutenção estão diretamente relacionados com o custo de implantação. Por isso, tanto para a Situação I quanto para a Situação II houve uma busca por menores custos de implantação, que levariam, conseqüentemente, a menores custos de manutenção.

Apesar disso, é importante notar o peso que o custo de manutenção tem ao se projetar um cenário de implantação de LIDs. Para o presente estudo, os custos das diversas soluções otimizadas considerando a manutenção chegaram a ser quase o triplo das que não consideraram. Isso pode levar a erros drásticos na hora de se projetar cenários. Suponha-se que o custo de implantação do TV fosse o menor de todos e que não fossem considerados os custos de manutenção. É possível que o AG levasse a soluções em que houvesse uma maior ocupação de TV em relação aos outros elementos de controle. No entanto, ao considerar o período de 30 anos de vida útil e manutenção periódica do LID, a situação poderia ser completamente diferente e poderia levar a diversos prejuízos econômicos.

5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Esse trabalho buscou analisar a aplicação de uma adaptação do Algoritmo Genético NSGA-II, com elitismo controlado, na otimização multiobjetivo de diversos cenários de drenagem sustentável, considerando como variáveis de decisão as áreas de cada elemento de controle LID, bem como as espessuras de suas camadas de armazenamento e de substrato.

As otimizações foram realizadas em três cenários: implementação de pavimentos permeáveis (Cenário 2), implementação de telhados verdes (Cenário 3) e implementação combinada de pavimentos permeáveis, telhados verdes e células de biorretenção (Cenário 4). Cada um desses cenários foi otimizado considerando diferentes intensidade de eventos de precipitação, com tempos de retorno iguais a 10, 25 e 50 anos. Além disso, foram consideradas duas situações para o cálculo do custo total associado. A primeira considerou os custos de implantação e de manutenção para um ciclo de vida de 30 anos de cada controle LID (Situação I) e a segunda considerou apenas os custos de implantação (Situação II).

A formulação desses cenários permitiu três principais análises: capacidade do modelo em encontrar soluções ótimas e as relações de custo-eficiência entre essas soluções e de *trade-off* entre as funções objetivo; eficácia do modelo como método de dimensionamento de áreas e espessuras das camadas de armazenamento e de substrato dos elementos de controle; e impacto do custo de manutenção na otimização das soluções. As conclusões desenvolvidas para cada um desses tópicos são apresentadas a seguir.

Análise custo-eficiência das soluções ótimas

De maneira geral, o modelo foi capaz de encontrar, para todos os cenários e tempos de retorno considerados, uma grande variedade de soluções ótimas para diferentes níveis de redução do escoamento superficial a diferentes custos associados. Todas as frentes de Pareto obtidas apresentaram um comportamento relativamente contínuo, ou seja, o modelo não enfrentou maiores dificuldades em encontrar soluções para determinados níveis de redução dentro dos limites mínimos e máximos de redução do escoamento obtidos. Por outro lado, como cada cenário apresentou complexidades e características distintas entre si, as frentes de Pareto geradas apresentaram comportamentos e tendências específicas para cada um.

Para o Cenário 2, o modelo levou a soluções em que a relação de *trade-off* entre as F.O. não foi tão forte, indicando eficiências semelhantes na redução de vazão de pico e de

volume e diferenças de custos entre soluções para diferentes níveis de redução pouco expressivas. Neste sentido, foram encontradas soluções ótimas para uma grande variedade de níveis de redução do escoamento a custos relativamente baixos. Além disso, para um $Tr = 10$ anos, as taxas de ocupação máxima, representando a soma das áreas dimensionadas para todos os PP, não chegaram a atingir 85% e as espessuras dimensionadas das camadas de armazenamento tenderam a ser consideravelmente pequenas para todas as soluções.

Com o aumento do tempo de retorno, percebeu-se que houve, naturalmente, uma redução na eficiência do controle do escoamento. O modelo passou a gerar soluções em que, para um mesmo nível de redução de vazão de pico e de volume atingido no $Tr = 10$, houvesse ocupações, espessuras e custos associados relativamente maiores nos $Tr = 25$ e $Tr = 50$.

No Cenário 3, as soluções das frentes de Pareto se apresentaram relativamente dispersas entre si, expressando um forte *trade-off* entre todas as funções objetivo e indicando aumentos expressivos dos custos para as soluções com maiores níveis de redução do escoamento. Essa relação pode indicar, ainda, que o TV apresentou impactos diferentes nas reduções de vazão e de volume dependendo das configurações de projeto. Além disso, a relação de *trade-off* entre as reduções de vazão de pico e de volume nas soluções ótimas apresentou uma tendência que mostrou uma eficiência maior na redução da vazão de pico do que no volume total escoado.

O modelo encontrou, para as configurações adotadas no Cenário 3, soluções com eficiência relativamente baixa no controle do escoamento superficial. As soluções abrangeram uma faixa de redução de vazão de pico e volume notavelmente reduzida e com custos associados bastante altos. As soluções ótimas também levaram, de maneira geral, a grandes dimensões de áreas e de espessuras mesmo para os níveis de redução mais baixos.

Com o aumento do tempo de retorno, as soluções ótimas passaram a apresentar uma maior ocupação de TV para um mesmo nível de redução, bem como um aumento substancial dos custos associados. Por outro lado, as espessuras das camadas de substrato pareceram ter sido mantidas, indicando que possivelmente o aumento das áreas desse LID exerceu uma influência maior no controle do escoamento do que o aumento das espessuras.

No Cenário 4 foi possível identificar dois comportamentos distintos na relação de custo-eficiência entre as soluções ótimas. O primeiro comportamento, para níveis de redução menores que 73%, apresentou uma tendência indicando um *trade-off* pouco intenso entre redução do escoamento e custo associados, ou seja, a diferença de custo entre soluções com diferentes níveis de redução do escoamento tendeu a ser pequena.

Por outro lado, para níveis de redução próximos ao máximo, a tendência que passou a ser observada indicou primeiro, que para um mesmo valor máximo de redução de vazão, o modelo identificou diversas soluções ótimas com valores crescentes de redução de volume. Segundo, que a diferença de custos entre soluções que apresentaram reduções semelhantes do escoamento foi bastante expressiva.

Esse fato pode ser explicado porque essas soluções apresentaram maiores áreas de TV e BT, diferentemente das soluções com menores reduções, que apresentaram uma ocupação crescente de PP, mas constantes e baixas dos outros dois LIDs. Com relação às espessuras das camadas subjacentes, percebeu-se que as camadas de armazenamento dos PP tenderam a ser relativamente pequenas e os TV e BT apresentaram um equilíbrio entre camadas de armazenamento e de substrato mais e menos espessas.

Por fim, notou-se que o aumento do tempo de retorno não levou a uma redução expressiva na abrangência e variedade das soluções ótimas no controle do escoamento. Além disso, foi possível observar que para as soluções nas faixas reduções de vazão de pico e de volume menores, o aumento dos custos foi relativamente baixo, enquanto que para as soluções nas faixas de reduções maiores esse aumento foi substancial, ilustrando maiores áreas de BT e TV requeridas para esse nível de controle do escoamento. Com relação às espessuras das camadas subjacentes, notou-se que houve um aumento desses valores para as camadas de armazenamento do PP e da BT, mas uma redução para as camadas de substrato do TV e da BT.

De maneira geral, o AG levou a soluções satisfatórias no controle do escoamento superficial, considerando os limites e potencialidades de cada LID adotado e a complexidade de cada cenário. Os pavimentos permeáveis apresentaram uma eficiência relativamente elevada em comparação aos outros LIDs fazendo com que, em um cenário com a combinação dos três tipos de LID adotados, ele tenha sido o mais presente em todos os tempos de retorno considerados.

Eficácia do modelo de otimização no dimensionamento dos LIDs

Diversos estudos vêm sendo realizados na área de drenagem sustentável considerando a aplicação de Algoritmos Genéticos para a otimização de cenários LIDs. Esses estudos consideram, entre outras variáveis de decisão, a localização e a área desses dispositivos, mas deixam de incluir as espessuras de suas camadas subjacentes, que

desempenham um papel essencial no controle do escoamento. Este trabalho se propôs a considerar como variáveis de decisão as áreas e as espessuras das camadas de armazenamento e substrato dos pavimentos permeáveis, células de biorretenção e telhados verdes distribuídos na bacia em estudo.

Apesar de o AG ter gerado uma gama de soluções com grande capacidade de controle do escoamento a variados custos para todos os cenários e tempos de retorno, algumas inconsistências puderam ser observadas tanto no dimensionamento das áreas dos LIDs como nas espessuras de suas camadas. Em primeiro lugar, notou-se que diversas soluções apresentaram áreas ínfimas para os LIDs, próximas a 0 m², que não teriam viabilidade prática por diversos fatores estruturais e econômicos.

Neste sentido, é necessário que maiores restrições sejam impostas ao modelo de otimização para que as áreas atendam a critérios técnicos de projetos. Na prática, caso haja uma área mínima de implementação desses LIDs é possível limitar o espaço de busca dessa variável de decisão para que se adeque a cada problema. Além disso, o AG permite que sejam desenvolvidas funções de população que definam variáveis discretas ao invés de contínuas e que, com isso, sejam pré-definidos valores de ocupação viáveis para os LIDs, fazendo com que o espaço de decisão seja composto apenas por esses valores.

Outro ponto observado foi que o modelo pareceu não considerar a inexistência de LIDs em uma sub-bacia fazendo com que nenhuma solução ótima, em todos os cenários, apresentasse áreas iguais a zero para os elementos de controle, indicando uma possível necessidade de aperfeiçoamento da estrutura de otimização. Parece haver duas alternativas para solucionar esse problema.

A primeira é a utilização de variáveis de decisão que determinem a existência ou inexistência de LID nas sub-bacias. No entanto, dependendo do número de LIDs adotados, essa alternativa pode levar a um aumento expressivo da quantidade de variáveis de decisão do problema, e, conseqüentemente, a um possível aumento substancial no tempo de otimização.

A outra alternativa seria a inserção de indivíduos na população inicial do problema com áreas iguais a zero. Isso faria com que o algoritmo avaliasse, obrigatoriamente, essas configurações e aumentasse as chances de que a inexistência do LID na sub-bacia fosse considerada nas soluções ótimas. No entanto, estudos mais aprofundados nesse assunto seriam necessários para poder definir uma estratégia que levasse a solução dessa problemática.

Da mesma maneira, diversas soluções ótimas apresentaram espessuras superdimensionadas, com camadas de armazenamento consideravelmente maiores do que o nível máximo de água armazenado e camadas de substrato que não chegaram a atingir umidade relativa igual a porosidade efetiva definida, indicando que seria possível uma redução dessas espessuras.

Uma maneira de contornar esse problema seria a inserção de restrições relacionadas ao funcionamento de cada elemento de controle especificamente. O SWMM possibilita ao usuário gerar arquivos .txt para cada LID que detalham seu funcionamento, como mostrado na Figura 42 e na Figura 43. Isso permitiria criar uma condição dentro do AG que restringisse a diferença máxima entre a espessura otimizada da camada de armazenamento e o nível máximo de água armazenado. De maneira semelhante, seria possível limitar a diferença entre a umidade relativa máxima obtida na camada de substrato e a porosidade efetiva definida para esse solo.

Impacto do custo de manutenção no processo de otimização

A inclusão dos custos de manutenção em estudos de otimização na área de drenagem sustentável se apresenta como um desafio, uma vez que esses custos não são facilmente encontrados ou definidos para os diversos elementos de controle existentes. Por esse motivo, muitos desses estudos consideram, em suas otimizações, apenas os custos de implantação. No entanto, os custos de manutenção referentes a um ciclo de vida de décadas podem interferir significativamente na escolha das configurações ideais dos elementos de controle.

Dependendo do elemento de controle e da manutenção requerida por ele, a diferença entre considerar ou não os custos relativos a esses procedimentos podem não ser tão significativos, como no caso do Cenário 2 que apresentou diferenças menores que R\$ 1 milhão. Por outro lado, a discrepância entre esses custos pode se apresentar de maneira bastante considerável, como no Cenário 3 que chegou a apresentar uma diferença de R\$ 10 milhões.

Apesar dessas diferenças, para o presente estudo, a inclusão do custo de manutenção nos códigos de otimização não alterou de forma significativa a configuração geral dos elementos de controle em nenhum dos cenários considerados. No Cenário 4, por exemplo, tanto para a otimização que considerou os custos de manutenção como para a que não considerou os PP foram os LIDs mais presentes, enquanto que os TV e as BT apresentaram

ocupações maiores apenas para reduções do escoamento superficial próximos ao máximo obtido.

No entanto, é importante frisar que isso ocorreu porque o PP foi o LID que apresentou menores custos de implantação e de manutenção, aliado a uma grande eficácia nas reduções das vazões de pico e volume totais escoados. Para casos em que um LID apresenta um baixo custo de implantação, mas um elevado custo de manutenção, por exemplo, a diferença entre considerar ou não considerar os custos de manutenção no processo de otimização pode ser bastante expressiva, levando a frentes de Pareto completamente diferentes entre si.

Recomendações para estudos futuros

Considerando os resultados obtidos nessa dissertação, é possível sugerir algumas recomendações para próximos estudos que sejam realizados nesse contexto. São elas:

- Adicionar variáveis de decisão que definam a existência ou inexistência de LIDs nas sub-bacias e comparar com a inserção de indivíduos na população inicial que representem áreas dos elementos de controle iguais a zero. A partir disso, verificar qual das duas alternativas parece solucionar de maneira mais eficiente o problema relatado na Seção 4.3 no tocante às áreas dimensionadas.
- Adicionar mecanismos de restrições referentes ao dimensionamento das espessuras das camadas subjacentes dos elementos de controle. A utilização de restrições a partir das informações contidas nos arquivos gerados pelo SWMM que detalham o funcionamento dos LIDs a cada intervalo de tempo pode ser uma ferramenta importante para impedir que o modelo leve a um superdimensionamento dessas estruturas.
- A maioria dos parâmetros de otimização adotados para o AG teve seus valores baseados na literatura pertinente existente. No entanto, sugere-se que sejam realizados estudos referentes a análises de sensibilidade desses parâmetros para verificar a sua influência sobre as frentes de Pareto geradas.
- Os custos unitários adotados para cada item que compõe os LIDs podem variar significativamente, a depender do contexto no qual estejam inseridos. É importante que sejam realizados estudos referentes a análises de sensibilidade desses valores para verificar a influência dessas variações nos resultados obtidos.

- Como mencionado anteriormente, mesmo com o uso de diversos LIDs representando uma área de drenagem considerável atuando na bacia, não foi possível atingir valores máximos de vazão de pico menores do que o indicado no manual de drenagem do DF, por exemplo. Poucos estudos consideram uma combinação entre técnicas de infiltração e técnicas de armazenamento na otimização de cenários LIDs. Em uma próxima etapa desta pesquisa é possível incluir a utilização de técnicas de armazenamento, como microrreservatórios de lote, junto a técnicas de infiltração para avaliar a aplicabilidade de métodos de otimização baseados em Algoritmos Genéticos nessas situações de complexidade mais elevada.
- Por fim, o controle quantitativo do escoamento superficial representa apenas uma parcela das diretrizes da drenagem sustentável. A inclusão de funções objetivo referentes ao controle qualitativo da água deve ser considerada a fim de desenvolver estudos mais robustos neste contexto.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Acioli, L. A. Estudo experimental de pavimentos permeáveis para o controle do escoamento superficial na fonte. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul - RS, 2005, 145 p.

Acks, K. A Framework of Green Roof Cost-Benefit Analysis: Initial Estimates. In: Rosenzweig, C.; Gaffin, S.; Parshall, L. (Eds) Green Roofs in the New York Metropolitan Region. NASA/Goddard Institute for Space Studies and Columbia University Center for Climate Systems Research, 2006, pp. 41-52.

Adasa - Agência Reguladora de Águas e Saneamento do Distrito Federal. Gestão de recursos hídricos subterrâneos no distrito federal: diretrizes, legislação, critérios técnicos, sistema de informação geográfica e operacionalização. Relatório de Consultoria Técnica. Brasília, 2007.

Adasa - Agência Reguladora de Águas e Saneamento do Distrito Federal, 2018a. Modelagem hidrológica da Bacia do Alto Descoberto. Disponível em: <http://www.adasa.df.gov.br/images/storage/area_de_atuacao/recursos_hidricos/regulacao/resolucoes_estudos/Bacia_Alto_Descoberto/UNESCO_ED0517_5.pdf>. Acesso em 1 de agosto de 2019.

Adasa - Agência Reguladora de Águas e Saneamento do Distrito Federal, 2018b. Manual de drenagem e manejo de águas pluviais urbanas do Distrito Federal. Ed.: Luiz Fernando Orsini Yazaki, Marcos Helano Fernandes Montenegro, Jeferson da Costa. Brasília, DF: Adasa, Unesco, 329 p.

Alamdari, N.; Sample, D. J. A multiobjective simulation-optimization tool for assisting in urban watershed restoration planning. **Journal of Cleaner Production**, v. 213, n. 2019, pp. 251-261, 2019. DOI: 10.1016/j.jclepro.2018.12.108.

Ávila, S. L. Otimização multiobjetivo e análise de sensibilidade para concepção de dispositivos. Tese (Doutorado em Engenharia Elétrica) - Universidade Federal de Santa Catarina - SC, 2006, 159 p.

Baek, S.; Choi, D.; Jung, J.; Lee, H.; Lee, H.; Yoon, K.; Cho, K. H. Optimizing Low Impact Development (LID) for stormwater runoff treatment in urban area, Korea: Experimental and

modeling approach. **Water Research**, v. 86, n. 2015, pp. 122-131, 2015. DOI: 10.1016/j.watres.2015.08.038.

Baptista, M.; Nascimento, N.; Barraud, S. Técnicas compensatórias em drenagem urbana. 2 ed. Porto Alegre: ABRH - Associação Brasileira de Recursos Hídricos, 2011, 318 p.

Bean, E. Z.; Hunt, W. F.; Bidelspach, D. A. Evaluation of four permeable pavement sites in eastern North Carolina for runoff reduction and water quality impacts. **Journal of Irrigation and Drainage Engineering**, v. 133, n. 6, pp. 583-592, 2007. DOI: 10.1061/(ASCE0733-9437)2007133:6(583).

Bianchini, F.; Hewage, K. Probabilistic social cost-benefit analysis for green roofs: A lifecycle approach. **Building and Environment**, v. 58, n. 2012, pp. 152-162, 2012. DOI: 10.1016/j.buildenv.2012.07.005.

Chen, B.; Liu, J.; She, N.; Xu, K. Optimization of Low Impact Development facilities in Beijing CITIC Complex. **In: International Low Impact Development Conference**, 1, Houston, Texas, pp. 342-352, 2015. DOI: 10.1061/9780784479025.035.

Chen, P.; Tung, C.; Li, Y. Low impact development planning and adaptation decision-making under climate change for a community against pluvial flooding. **Water**, v. 9, n. 756, pp. 1-18, 2017. DOI: 10.3390/w9100756.

Chow, V. T.; Maidment, D. R.; Mays, L. W. Applied Hydrology. Nova Iorque: McGraw-Hill, 1988. 588 p.

Chui, T. F. M.; Liu, X.; Zhan, W. Assessing cost-effectiveness of specific LID practice designs in response to large storm events. **Journal of Hydrology**, v. 533, pp. 353-364, 2016. DOI: 10.1016/j.jhydrol.2015.12.011.

Cohen, B. Urbanization in developing countries: current trends, future projections, and key challenges for sustainability. **Technology in Society**, v. 28, n. 2006, pp. 63-80, 2006. DOI: 10.1016/j.techsoc.2005.10.005.

Collins, K. A.; Hunt, W. F.; Hathaway, J. M. Hydrologic comparison of four types of permeable pavement and standard asphalt in Eastern North Carolina. **Journal of Hydrologic Engineering**, v. 13, n. 12, pp. 1146-1157, 2008. DOI: 10.1061/(ASCE)1084-0699(2008)13:12(1146).

Dagenais, D.; Brisson, J.; Flechter, T. D. The role of plants in bioretention systems; does the science underpin current guidance? **Ecological Engineering**, v. 120, n. 2018, pp. 532-545, 2018. DOI: 10.1016/j.ecoleng.2018.07.007.

Damodaram, C.; Giacomani, M. H.; Khedun, C. P.; Holmes, H.; Ryan, A.; Saour, W.; Zechman, E. M. Simulation of combined Best Management Practices and Low Impact Development for sustainable stormwater management. **Journal of the American Water Resources Association**, v. 46, n. 5, pp. 907-918, 2010. DOI: 10.1111/j.1752-1688.2010.00462.x.

Damodaram, C.; Zechman, E. M. Simulation-optimization approach to design Low Impact Development for managing peak flow alterations in urbanizing watersheds. **Journal of Water Resources Planning and Management**, v. 139, n. 3, pp. 290-298, 2013. DOI: 10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000251.

Davis, A. P.; Traver, R. G.; Hunt, W. F.; Lee, R.; Brown, R. A.; Olszewski, J. M. Hydrologic performance of bioretention storm-water control measures. **Journal of Hydrologic Engineering**, v. 17, n. 5, pp. 604-614, 2012. DOI: 10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000467.

Deb, K.; Agrawal, S.; Pratap, A.; Meyarivan, T. A fast Elitist Non-dominated Sorting Genetic Algorithm for multi-objective optimization: NSGA-II. In: Schoenauer, M.; Rudolph, G.; Merelo, J. J.; Deb, K.; Yao, X.; Lutton, E.; Schewefel, H. (Eds.) *Parallel problem solving from nature - PPSN VI*. Springer, 2000, pp. 849-858.

Deb, K. *Multi-objective optimization using Evolutionary Algorithms*. 1 ed. West Sussex: John Wiley & Sons, 2001, 497 p.

Eckart, K.; McPhee, Z.; Bolisetti, T. Performance and implementation of Low Impact Development - a review. **Science of the Total Environment**, v. 607-608, n. 2017, pp. 413-432, 2017. DOI: 10.1016/j.scitotenv.2017.06.254.

Eckart, K.; McPhee, Z.; Bolisetti, T. Multiobjective optimization of low impact development stormwater controls. **Journal of Hydrology**, v. 562, n. 2018, pp. 564-576, 2018. DOI: 10.1016/j.jhydrol.2018.04.068.

EPA - Environmental Protection Agency, 2005. TMDL Model evaluation and research needs. Disponível em: <https://www.epa.gov/sites/production/files/2015-07/documents/600r05149.pdf>>. Acesso em 30 de julho de 2019.

EPA - Environmental Protection Agency, 2007. Reducing stormwater costs through Low Impact Development (LID) strategies and practices. Disponível em: <epa.gov/sites/production/files/2015-10/documents/2008_01_02_nps_lid_costs07uments_reducingstormwatercosts-2.pdf>. Acesso em 30 de julho de 2019.

Ercolani, G.; Chiaradia, E. A.; Ganfolfi, C.; Castelli, F. Evaluating performances of green roofs for stormwater runoff mitigation in a high flood risk urban catchment. **Journal of Hydrology**, v. 566, n. 2018, pp. 830-845, 2018. DOI: 10.1016/j.jhydrol.2018.09.050.

European Environment Agency, 2016. River Floods. Disponível em: <<https://www.eea.europa.eu/data-and-maps/indicators/river-floods-2/assessment>>. Acesso em: 2 de agosto de 2019.

Feng, H.; Hewage, K. N. Chapter 4.5 - Economic Benefits and Costs of Green Roofs. **Nature Based Strategies for Urban and Building Sustainability**, pp. 307-318, 2018. DOI: 10.1016/B978-0-12-812150-4.00028-8.

Ghosh, I.; Hellweger, F. L. Effects of spatial resolution in urban hydrologic simulations. **Journal of Hydrologic Engineering**, v. 17, n. 1, pp. 123-137, 2012. DOI: 10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000405.

Giacomoni, M. H.; Joseph, J. Multi-objective evolutionary optimization and Monte Carlo simulation for placement of Low Impact Development in catchment scale. **Journal of Water Resources Planning and Management**, v. 143, n. 9, pp.1-15, 2017. DOI: 10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000812.

Guan, M.; Sillanpää, N.; Koivusalo, H. Assessment of LID practices for restoring pre-development runoff regime in an urbanized catchment in southern Finland. **Water Science & Technology**, v. 71, n. 10, 2015. DOI: 10.2166/wst.2015.129.

Houle, J. J.; Roseen, R. M.; Ballesteros, T. P.; Puls, T. A.; Sherrard Jr., J. Comparison of maintenance cost, labor demands, and system performance for LID and conventional stormwater management. **Journal of Environmental Engineering**, v. 139, n. 7, pp. 932-938, 2013. DOI: 10.1061/(ASCE)EE.1943-7870.0000698.

Huang, C.; Hsu, N.; Liu, H.; Huang, Y. Optimization of Low Impact Development layout designs for megacity flood mitigation. **Journal of Hydrology**, v. 564, n. 2018, pp. 542-558, 2018. DOI: 10.1016/j.jhydrol.2018.07.044.

Hunt, W. F.; Lord, B.; Loh, B.; Sia, A. Plant selection for bioretention systems and stormwater treatment practices. Singapura: Springer, 2015, 68 p.

IBGE. Perfil de Informações Básicas Municipais: Perfil dos Municípios Brasileiros. Rio de Janeiro, 2014.

IPH, Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Plano Diretor de Drenagem Urbana de Porto Alegre – Manual de Drenagem Urbana. Porto Alegre: IPH – UFRGS, 2005. 233 p.

James, M. B.; Dymond, R. L. Bioretention hydrologic performance in an urban stormwater network. **Journal of Hydrologic Engineering**, v. 17, n. 3, pp. 431-436, 2012. DOI: 10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000448.

Krebs, G.; Kokkonen, T.; Valntanen, M.; Setälä, H.; Koivusalo, H. Spatial resolution considerations for urban hydrological modelling. **Journal of Hydrology**, v. 512, n. 214, pp. 482-497, 2014. DOI: 10.1016/j.jhydrol.2014.03.013.

Krebs, G.; Kuppamäki, K.; Kokkonen, T.; Koivusalo. Simulation of green roof test bed runoff. **Hydrological Processes**, v. 30, n. 2, pp. 250-262, 2016. DOI: 10.1002/hyp.10605.

Kourtis, I. M.; Tsihrintzis, V. A.; Baltas, E. A robust approach for comparing conventional and sustainable flood mitigation measures in urban basins. **Journal of Environmental Management**, v. 269, n. 2020, pp. 1-14, 2020. DOI: 10.1016/j.jenvman.2020.110822.

Leimgruber, J.; Krebs, G.; Camhy, D.; Muschalla, D. Model-based selection of cost-effective Low Impact Development strategies to control water balance. **Sustainability**, v. 11, n. 2440, pp. 1-20, 2019. DOI: 10.3390/su11082440.

Li, C.; Liu, M.; Hu, Y.; Shi, T.; Qu, X.; Walter, M. T. Effects of urbanization on direct runoff characteristics in urban functional zones. **Science of the Total Environment**, v. 643, n. 2018, pp. 301-311, 2018. DOI: 10.1016/j.scitotenv.2018.06.211.

Li, C.; Peng, C.; Chiang, P.; Cai, Y.; Wang, X.; Yang, Z. Mechanisms and applications of green infrastructure practices for stormwater control: a review. **Journal of Hydrology**, v. 568, n. 2019, pp. 626-637, 2019. DOI: 10.1016/j.jhydrol.2018.10.074.

Liang, C.; You, G. J.; Lee, H. Investigating the effectiveness and optimal spatial arrangement of low-impact development facilities. **Journal of Hydrology**, v. 577, n. 2019, pp. 1-17, 2019. DOI: 10.1016/j.jhydrol.2019.124008.

Linden, R. Algoritmos Genéticos. 3 ed. Rio de Janeiro: Editora Ciência Moderna, 2012, 475 p.

Macedo, M. B.; Lago, C. A. F.; Mendiando, E. M. Stormwater volume reduction and water quality improvement by bioretention: Potentials and challenges for water security in a subtropical catchment. **Science of the Total Environment**, v. 647, n. 2019, pp. 923-931, 2019. DOI: 10.1016/j.scitotenv.2018.08.002.

Maier, H. R.; Razavi, S.; Kapelan, Z.; Matott, L. S.; Kasprzyk, J.; Tolson, B. A. Introductory overview: Optimization using evolutionary algorithms and other metaheuristics. **Environmental Modelling & Software**, v. 114, n. 2019, pp. 195-213, 2019. DOI:10.1016/j.envsoft.2018.11.018.

Mao, X.; Jia, H.; Yu, S. L. Assessing the ecological benefits of aggregate LID-BMPs through modelling. **Ecological Modelling**, v. 353, n. 2017, pp. 139-149, 2016. DOI: 10.1016/j.ecolmodel.2016.10.018.

Marchioni, M.; Becciu, G. Experimental results on permeable pavements in Urban areas: A synthetic review. **International Journal of Sustainable Development and Planning**, v. 10, n. 6, pp. 806-817, 2015. DOI: 10.2495/SDP-V10-N6-806-817.

Mathworks, 2019. Global optimization toolbox user's guide. Disponível em: <https://www.mathworks.com/help/pdf_doc/gads/gads_tb.pdf>. Acesso em: 2 de agosto de 2019.

Miguez, G. M.; Veról, A. P.; Carneiro, P. R. F. Sustainable Drainage Systems: An integrated approach, combining hydraulic engineering design, urban land control and river revitalisation aspects. In: Javaid, M. S. (Ed.). Drainage Systems. Intechopen, 2012. pp. 21-54. Disponível em: <<https://www.intechopen.com/books/drainage-systems/sustainable-drainage-systems-an-integrated-approach-combining-hydraulic-engineering-design-urban-land>>. Acesso em: 29 de julho de 2019.

Miguez, M. G.; Veról, A. P.; Mascarenhas, F. C. B.; Santos, R. B. Storage measures as compensatory techniques for urban lowlands flood control. **International Journal of Sustainable Development and Planning**, v. 9, n. 2, pp. 225-236, 2014.

Miguez, M. G.; Veról, A. P.; Rezende, O. M.; Drenagem Urbana: do Projeto Tradicional à Sustentabilidade. 1. ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2016. 366p.

Morgan, S. M.; Celik, S.; Rerzlaff, B. Green roof storm-water runoff quantity and quality. **Journal of Environmental Engineering**, v. 139, n. 4, pp. 471-478, 2013. DOI: 10.1061/(ASCE)EE.1943-7870.0000589.

Muleta, M.; Boulos, P. Multiobjective optimization for optimal design of urban drainage systems. **In:** World Environmental and Water Resources Congress, Tampa, Florida, pp. 1-10, 2007. DOI: 10.1061/40927(243)172.

Nazari-Sharabian, M.; Karakouzian, M.; Taherlyoun, M. Surface runoff and pollutant load response to urbanization, climate variability, and Low Impact Developments - A case study. **Water Science & Technology Water Supply**, v. 19, n. 8, pp. 2410-2421, 2019. DOI: 10.2166/ws.2019.123.

Ngu, J. O. K.; Mah, D. Y. S.; Bong, H. J. Flow characteristics of individual lot stormwater detention. **Water Practice & Technology**, v. 11, n. 4, pp. 721-727, 2016. DOI: 10.2166/wpt.2016.079.

Nicklow, J.; Reed, P.; Savic, D.; Dessalegne, T.; Harrell, L.; Chan-Hilton, A.; Karamouzm, M.; Minsker, B.; Ostfeld, A.; Singh, A.; Zechman, E. State of the art for Genetic Algorithm and beyond in water resources planning and management. **Journal of Water Resources Planning and Management**, v. 136, n. 4, pp. 412-432, 2010. DOI: 10.1061/ASCEWR.1943-5452.0000053.

NRCS - Natural Resources Conservation Service. Urban Hydrology for Small Watersheds: TR-55. Departamento de Agricultura dos Estados Unidos, 1986. (Nota técnica, n. 55).

NRCS - Natural Resources Conservation Service, 2009. Hydrology National Engineering Handbook, Chapter 7 - Hydrologic Soil Groups. Disponível em: <<https://www.nrcs.usda.gov/wps/portal/nrcs/detailfull/national/water/manage/hydrology/?cid=STELPRDB1043063>>. Acesso em 1 de agosto de 2019.

ONU, 2013. Inundações atingem 250 milhões de pessoas por ano no mundo, calcula ONU. Disponível em: <<https://nacoesunidas.org/inundacoes-atingem-250-milhoes-de-pessoas-por-ano-no-mundo-calcula-onu/>>. Acesso em: 29 de julho de 2019.

Palla, A.; Gnecco, I. Hydrologic modeling of Low Impact Development systems at the urban catchment scale. **Journal of Hydrology**, v. 528, n. 2015, pp. 361-369, 2015. DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2015.06.050>.

Pan, L.; Chen, Y.; Zhang, T. Impact of urbanization on flood of Shigu creek in Dongguan city. **Proceedings of the International Association of Hydrological Sciences**, v. 379, pp. 55-60, 2018. DOI: 10.5194/piahs-379-55-2018.

Payne, E. G. I.; Pham, T.; Delectic, A.; Hatt, B. E.; Cook, P. L. M.; Fletcher, T. D. Which species? A decision-support tool to guide plant selection in stormwater biofilters. **Advances in Water Resources**, v. 113, n. 2018, pp. 86-99, 2018. DOI: 10.1016/j.advwatres.2017.12.022.

Perez-Pedini, X. P.; Limbrunner, J. F.; Vogel, R. M. Optimal location of infiltration-based best management practices for storm water management. **Journal of Water Resources Planning and Management**, v. 131, n. 6, pp. 441-448, 2005. DOI: 10.1061/ASCE0733-94962005131:6441.

Prince George's County, Maryland, Low-impact development design strategies: an integrated design approach. Maryland: Department of Environmental Resources, Prince George's County, 1999.

Qin, H.; Li, Z.; Fu, G. The effects of low impact development on urban flooding under different rainfall characteristics. **Journal of Environmental Management**, v. 129, n. 2013, pp. 577-585, 2013. DOI: 10.1016/j.jenvman.2013.08.026.

Rosa, D. J.; Clausen, J. C.; Dietz, M. E. Calibration and verification of SWMM for Low Impact Development. **Journal of the American Water Resources Association**, v. 51, n. 3, pp. 1-12, 2015. DOI: 10.1111/jawr.12272.

Rossman, L. A.; Huber, W. C. Storm Water Management Model Reference Manual, Volume I - Hydrology (Revised). United States Environment Protection Agency - EPA, 2016a.

Rossman, L. A.; Huber, W. C. Storm Water Management Model Reference Manual, Volume III - Water Quality. United States Environment Protection Agency - EPA, Cincinnati - OH, USA, 2016b.

Rossman, L. A. Storm Water Management Model User's Manual Version 5.1. United States Environment Protection Agency - EPA, Cincinnati - OH, USA, 2015.

Sartori, A.; Neto, F. L.; Genovez, A. M. Classificação Hidrológica de Solos Brasileiros para a Estimativa de Chuva Excedente com o Método do Serviço de Conservação do Solo dos

Estados Unidos Parte 1: Classificação. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 10, n.4, pp. 5-18, 2005. DOI: 10.21168/rbrh.v10n4.p19-29.

Scholz-Barth, K. Green Roofs: Stormwater management from the top down. **Environmental Design & Construction**, Feature. Michigan, pp. 63-69, jan./fev., 2001.

Sebti, A.; Aceves, M. C.; Bennis, S.; Fuamba, M. Improving nonlinear optimization algorithms for BMP implementation in a combined sewer system. **Journal of Water Resources Planning and Management**, v. 142, n. 9, pp. 1-9, 2016. DOI: 10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000669.

Sillanpää, N.; Koivusalo, H. Impacts of urban development on runoff event characteristics and unit hydrographs across warm and cold seasons in high latitudes. **Journal of Hydrology**, v. 521, n. 2015, pp. 328-340, 2015. DOI: 10.1016/j.jhydrol.2014.12.008.

Souza, F. P. Monitoramento e modelagem hidrológica da sub-bacia do Lago Paranoá - Brasília/DF - e avaliação de bacia de retenção. Dissertação (Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos) - Universidade de Brasília - DF, 2014, 139 p.

Stevaux, J. C.; Latrubesse, E. M.; Hermann, M. L. P.; Aquino, S. Floods in urban areas of Brazil. **Developments in Earth Surface Processes**, v. 13, pp. 245-266, 2010. DOI: 10.1016/S0928-2025(08)10013-X.

Sun, Y.; Wei, X.; Pomeroy, C. A. Global analysis of sensitivity of bioretention cell design elements to hydrologic performance. **Water Science and Engineering**, v. 4, n. 3, pp. 246-257, 2011. DOI: 10.3882/j.issn.1674-2370.2011.03.002.

Tassi, R.; Tassinari, L. C. S.; Piccilli, D. G. A.; Persch, C. G. Telhado verde: uma alternativa sustentável para a gestão das águas pluviais. **Ambiente Construído**, v. 14, n. 1, pp. 139-154, 2014. DOI: 10.1590/S1678-86212014000100012.

Tonial, M.; Fernandes, V. M. C.; Gil, A. S. L.; Fiori, S.; Scortegagna, V.; Ferreira, M. C.; Adames, D. B. Telhados verdes: uma perspectiva contemporânea. **Revista CIATEC - UPF**, v.9, n.1, pp. 46-57, 2017. DOI: 10.5335/ciatec.v9i1.6281.

Tucci, C. E. M.; Porto, R. L.L.; Barros, M. T. Drenagem urbana. 1 ed. Porto Alegre: ABRH - Associação Brasileira de Recursos Hídricos, 1995, 428 p.

Tucci, C. E. M. Gestão das águas pluviais urbanas. Brasília: Programa de Modernização do Setor Saneamento, Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental, Ministério das Cidades, 2005. 270 p.

Universidade Federal do Vale do São Francisco, Plano regional de saneamento básico - Região integrada de desenvolvimento (RIDE) do Polo Petrolina - PE e Juazeiro - BA, 2019.

Urbanas, B.; Sthare, P. Stormwater: Best Management Practices and Detention for Water Quality, Drainage and CSO Management. Englewood Cliffs: Prentice-Hall, 1993. 471 p.

Versini, P.; Jouve, P.; Ramier, D.; Berthier, E.; Gouvello, B. Use of green roofs to solve storm water issues at the basin scale – Study in the Hauts-de-Seine County (France). **Urban Water Journal**, pp. 1-10, 2015. DOI:10.1080/1573062X.2014.993993.

Voyde, E.; Fassman, E.; Simcock, R. Hydrology of an extensive living roof under subtropical climate conditions in Auckland, New Zealand. **Journal of Hydrology**, v. 394, n. 2010, pp. 384-395, 2010. DOI: 10.1016/j.jhydrol.2010.09.013.

Wang, Q.; Zhou, Q.; Lei, X. Savic, D. A. Comparison of multiobjective optimization methods applied to urban drainage adaptation problems. **Journal of Water Resources Planning and Management**, v. 144, n. 11, pp. 1-11, 2018. DOI: 10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000996.

Wang, M.; Zhang, D.; Cheng, Y.; Tan, S. K. Assessing performance of porous pavements and bioretention cells for stormwater management in response to probable climatic changes. **Journal of Environmental Management**, v. 243, n. 2019a, pp. 154-167, 2019a. DOI: 10.1016/j.jenvman.2019.05.012.

Wang, M.; Zhang, D.; Lou, S.; Hou, Q.; Liu, Y.; Cheng, Y.; Qi, J.; Tan, S. K. Assessing hydrological effects of bioretention cells for urban stormwater runoff in response to climatic changes. **Water**, v. 11, n. 997, pp. 1-20, 2019b. DOI: 10.3390/w11050997.

Western Australia, 2004. Stormwater Management Manual for Western Australia. Department of Environment, Perth, Western Australia.

Xie, J.; Wu, C.; Li, H.; Chen, G. Study on storm-water management of grassed swales and permeable pavement based on SWMM. **Water**, v. 9, n. 840, pp. 1-12, 2017. DOI: 10.3390/w9110840.

Xu, T.; Jia, H.; Wang, Z.; Mao, X.; Xu, C. SWMM-based methodology for block-scale LID-BMPs planning based on site-scale multi-objective optimization: a case study in Tianjin. **Frontiers of Environmental Science & Engineering**, v. 11, n. 4, pp. 1-12, 2017. DOI:10.1007/s11783-017-0934-6.

Yang, Y.; Chui, T. F. M. Rapid assessment of hydrologic performance of Low Impact Development practices under storms. **Journal of the American Water Resources Association**, v. 54, n. 3, pp. 613-630, 2018. DOI: 10.1111/1752-1688.12637.

Yazdi, J.; Mohammadiun, S.; Sadiq, R.; Salehi Neyshabouri, S. A. A.; Alavi Gharahbagh, A. Assessment of different MOEAs for rehabilitation evaluation of Urban Stormwater Drainage Systems – Case study: Eastern catchment of Tehran. **Journal of Hydro-environment Research**, v. 21, n. 2018, pp. 76-85, 2018. DOI: 10.1016/j.jher.2018.08.002.

Zanandrea, F.; Silveira, A. L. L. Effects of LID implementation on hydrological processes in an urban catchment under consolidation in Brazil. **Journal of Environmental Engineering**, v. 144, n. 9, pp. 1-9, 2018. DOI: 10.1061/(ASCE)EE.1943-7870.0001417.

Zevenbergen, C.; Fu, D.; Pathirana, A. Transitioning to Sponge Cities: Challenges and opportunities to address urban water problems in China. **Water**, v. 10, n. 1230, pp. 1-13, 2018. DOI:10.3390/w10101309.

Zhang, G.; Hamlett, J. M.; Reed, P.; Tang, Y. Multi-objective optimization of Low Impact Development designs in an urbanizing watershed. **Open Journal of Optimization**, v. 2, pp. 95-108, 2013. DOI: 10.4236/ojop.2013.24013.

Zhen, X. J.; Yu, S. L.; Lin, J. Optimal location and sizing of stormwater basins at watershed scale. **Journal of Water Resources Planning and Management**, v. 130, n. 4, pp. 339-347, 2004. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9496(2004)0130:4(339).

Zhou, Q.; Lai, Z.; Blohm, A. Optimizing the combination strategies for pipe and infiltration based Low Impact Development measures using a multiobjective evolution approach. **Journal of Flood Risk Management**, v. e12457, pp. 1-14, 2018. DOI: 10.1111/jfr3.12457.

Zhu, H.; Yu, M.; Zhu, J.; Lum H.; Cao, R. Simulation study on effect of permeable pavement on reducing flood risk of urban runoff. **International Journal of Transportation Science and Technology**, In Press, 2018. DOI: 10.1016/j.ijtst.2018.12.001.