

Análise da influência de reservatórios em vazões de cheia através do
método do hidrograma unitário

Leonardo Vilela Steiner

Leonardo Vilela Steiner

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DE RESERVATÓRIOS EM VAZÕES DE CHEIA
ATRAVÉS DO MÉTODO DO HIDROGRAMA UNITÁRIO**

Trabalho Conclusão do Curso de Graduação em Engenharia Sanitária e Ambiental do Centro Tecnológico da Universidade Federal de Santa Catarina como requisito para a obtenção do Título de Bacharel/Licenciado em Engenharia Sanitária e Ambiental.

Orientador: Prof. Dr. Pedro Luiz Borges Chaffè

Coorientador: Camyla Innocente dos Santos

Florianópolis

2019

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Steiner, Leonardo Vilela

Análise da influência de reservatórios em vazões de cheia através do método do hidrograma unitário / Leonardo Vilela Steiner ; orientador, Pedro Luiz Borges Chaffe, coorientadora, Camyla Innocente dos Santos, 2019.
97 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico, Graduação em Engenharia Sanitária e Ambiental, Florianópolis, 2019.

Inclui referências.

1. Engenharia Sanitária e Ambiental. 2. Engenharia Sanitária e Ambiental. 3. Hidrologia. 4. Análise de Reservatórios. 5. Hidrograma Unitário. I. Chaffe, Pedro Luiz Borges. II. Santos, Camyla Innocente dos. III. Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em Engenharia Sanitária e Ambiental. IV. Título.

Leonardo Vilela Steiner

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DE RESERVATÓRIOS EM VAZÕES DE CHEIA
ATRAVÉS DO MÉTODO DO HIDROGRAMA UNITÁRIO**

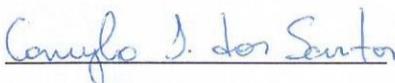
Este Trabalho Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de Engenheiro Sanitarista e Ambiental e aprovado em sua forma final pelo Curso de Graduação em Engenharia Sanitária e Ambiental

Florianópolis, 03 de dezembro de 2019.



Prof. Dr. Pedro Luiz Borges Chaffe

Orientador



Camyla Innocente dos Santos

Orientadora

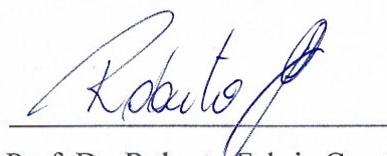
Banca Examinadora:



Prof. Dr. Davide Franco

Membro da banca

Universidade Federal de Santa Catarina



Prof. Dr. Roberto Fabris Goerl

Membro da banca

Universidade Federal de Santa Catarina

AGRADECIMENTOS

Difícil imaginar que essa caminhada de seis anos esteja chegando ao fim. Chega a hora de me despedir dessa Universidade que foi o pano de fundo para muitas das minhas conquistas e de algumas frustrações. Foi nela que conquistei meus melhores amigos, aqueles com quem posso contar em todas as horas e que me dão o suporte necessário para superar os desafios que surgiram ao longo desses anos. Portanto, Aparecida, Gabriel, Ramon e Sofia vocês são presentes que a UFSC me deu e são a família que escolhi. Sou muito grato por ter vocês comigo.

Aos ex-membros, colegas e amigos do CALESA, muito obrigado por me ensinarem todos os dias que o debate e a divergência é que nos fazem progredir como seres humanos que pensam além daquilo que nos é ensinado. Esse espaço com certeza me mudou completamente e, por isso, agradeço a todos que lá estiveram e que lá estão nesse momento.

Aos meus ex-colegas de REMA, em especial à Débora por me dar a oportunidade de descobrir o caminho da pesquisa científica, com sua imensa competência, paciência e parceria. Sem a sua ajuda eu não teria me jogado de cabeça nesse desafio.

Aos meus atuais colegas do LabHidro, muito obrigado pelas palavras de incentivo, encorajamento e pela ajuda incondicional que tive ao longo desse último ano de graduação. Desde o primeiro dia vocês me fizeram fazer parte da equipe e serei sempre grato pelo carinho e acolhimento. Agradecimento em especial à Camyla, cuja disponibilidade, paciência e parceria fizeram esse trabalho sair do papel. Você com certeza será uma grande professora.

Ao professor Pedro, meu muito obrigado por ter me dado essa oportunidade. O processo foi difícil, mas sempre encontrei em você a orientação e o apoio necessário para continuar tentando, mesmo quando pensava que nada ia dar certo.

À minha família pelo apoio incondicional no momento das frustrações e no compartilhamento dos momentos de alegria. À minha mãe Susie pelo exemplo de pessoa e de mulher que é, sempre me incentivando a estudar e ir atrás dos meus objetivos, não importando o quão difícil seja. Saiba que valorizo toda a sua luta para manter nossa família unida principalmente nesses últimos anos.

E por fim, mas não menos importante o maior presente que a UFSC me deu: a oportunidade de conhecer a pessoa com quem compartilho cada um desses últimos seis anos. Vitor, muito obrigado por ser essa pessoa incrível e aturar meus momentos de estresse, sei que não sou uma pessoa fácil, mas saiba que eu te amo muito e que seu apoio é e tem sido fundamental para eu seguir em frente.

RESUMO

A construção de reservatórios ao longo de uma rede hidrográfica tende a causar alterações hidrológicas, principalmente no regime de vazões. A análise e quantificação desses efeitos se dá pela aplicação de métodos de avaliação baseados na comparação das alterações no ciclo de vazão das fases pré e pós construção, os chamados “*data-based*”, ou na aplicação de modelos de simulação compostos por modelos chuva-vazão. Embora tenham como vantagem a possibilidade de generalização para diversas bacias, os modelos “*data-based*” fornecem apenas uma estimativa média dos efeitos hidrológicos observados após a construção do reservatório sem incorporar parâmetros de posição, construção e operação, algo que é possível quando se aplicam modelos de simulação. Portanto, o objetivo desse trabalho foi aplicar um modelo de análise do efeito de reservatórios que incorporasse as vantagens dos dois tipos de método, permitindo a obtenção do ponto ótimo para o posicionamento de um reservatório ao longo do rio Itajaí. Para isso, aplicou-se um modelo sintético baseado na teoria do hidrograma unitário (HU) mediante a utilização de 18 eventos máximos anuais de chuva-vazão entre o período de 1989 a 2006. Os parâmetros do HU foram determinados através da aplicação de filtro digital de escoamento de base, cálculo da precipitação efetiva pelo método *Curve Number* e utilização do algoritmo de calibração SIMPLEX. A resposta hidrológica da bacia após a construção do reservatório foi quantificada simulando-se diversas posições e configurações de reservatórios ao longo do rio principal para um cenário de pouca disponibilidade de dados. Considerou-se como ótimo o ponto em que há a máxima atenuação de cheias e duração crítica do evento de precipitação. Os resultados das simulações para as condições de estudo indicaram que a posição ótima para construção do reservatório é próxima do exutório, na faixa em que a área drenada pelo reservatório corresponde de 80 a 100% da bacia hidrográfica. Além disso, constatou-se que, para a realidade simulada, o método se mostrou eficaz na estimativa prévia do posicionamento de reservatórios, pois possui número reduzido de parâmetros de entrada e pode ser solucionado de forma analítica. Observou-se também que a atenuação de cheias depende de três parâmetros: posição ao longo do rio principal, dimensões do vertedouro e capacidade de armazenamento.

Palavras-chave: Hidrograma unitário. Reservatórios. Vazões de cheia.

ABSTRACT

Reservoir construction along drainage systems tends to cause hydrological alterations especially in the flow regime. The analysis and quantification of these effects is done by applying evaluation methods based on the comparison of flow cycle changes in pre and post construction phases, the so-called “data-based”, or use of simulation models constituted by rainfall-runoff models. Although generalizable across multiple basins, “data-based” models provide only an average estimate of the hydrological effects observed after reservoir construction without incorporating position, construction and operation measurements, which is possible when using simulation models. Therefore, the objective of this work was to apply a reservoir effect analysis model that incorporates the advantages of both types of methods, allowing to obtain the optimal point for the positioning of a reservoir along the Itajaí river. To this end, a synthetic model based on unit hydrograph (UH) theory was applied using 8 maximum annual rainfall-runoff events between 1989 and 2006. HU parameters were determined by applying a base flow digital filter, calculating the effective precipitation by the Curve Number method and using the SIMPLEX calibration algorithm. Hydrological response of the basin after reservoir construction was quantified by simulating various reservoir positions and configurations along the main river for a scenario of poor data availability. It was considered as optimal the point where there is the maximum flood attenuation and duration of rainfall event. Simulation results for the study conditions indicated that the optimal position for reservoir construction is close to the outlet, where reservoir area corresponds to 80 to 100% of the watershed total area. In addition, for the simulated conditions, the method proved to be effective in the prior estimation of reservoir positioning, as it has a small number of input parameters and can be analytically solved. It was also observed that flood attenuation depends on three parameters: position along the main river, spillway dimensions and storage capacity.

Keywords: Unit hydrograph. Reservoirs. Peak discharges.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Representação do resultado da ponderação dos indicadores em uma bacia hidrográfica.	27
Figura 2 – Definição do conceito de ecodéficit e ecoexcedência.	28
Figura 3 – Relação quantil-quantil entre a vazão regulada e não regulada para diferentes condições de operação.	29
Figura 4 – Relação entre a vazão de pico e probabilidade de excedência para cinco cenários: sem barragens e aumentando-se gradativamente a quantidade.	30
Figura 5 – Classificação dos modelos hidrológicos e seus respectivos exemplos.	32
Figura 6 – Princípios do hidrograma unitário; (A) Princípio da proporcionalidade e (B) aditividade, onde x representa a magnitude de um evento de precipitação, t é o tempo, q a vazão, p é a precipitação e $u(t)$ é o hidrograma unitário.	34
Figura 7 –HUS SCS (A) triangular e (B) adimensional, onde t é o tempo, q a vazão, p é a precipitação, q_p é a vazão de pico, t_p é o tempo de pico, t_b é o tempo de base, t_{rc} é o tempo de recessão e t_{lag} é o tempo entre o centro de massa da precipitação e o centro de massa do hidrograma.	36
Figura 8 – Teoria dos reservatórios em série, sendo n o número de reservatórios e $u(t)$, o hidrograma unitário.	40
Figura 9 – Representação da variação de forma do HU mudando-se o valor de n , para $u = u(t/k)$	41
Figura 10 – Barragens ao longo da bacia do rio Itajaí-Açú.	48
Figura 11 – Rede de estações fluviométricas em operação no Vale do Itajaí (em azul) e estações selecionadas (em vermelho) e respectivas áreas de drenagem (tracejado).	49
Figura 12 – Série de dados considerada para a estação 83870000, com o indicativo das vazões máximas anuais (em vermelho).	50
Figura 13 –Exemplo de aplicação do filtro de escoamento de base, onde Q é a vazão do evento e P é a precipitação.	52
Figura 14 – Bacia hipotética na qual baseia-se o modelo, sendo: A_R a área da bacia drenada pelo reservatório [L^2], A_L a área da bacia lateral [L^2], Q_i a vazão de entrada no reservatório [L^3/T], Q_R a vazão de saída do reservatório [L^3/T], Q_L a vazão de contribuição da bacia lateral [L^3/T], Q a vazão no exutório [L^3/T], L_R a distância do reservatório até o exutório ao longo do rio principal [L], W^* o volume de armazenamento do reservatório [L^3] e τ_R o tempo de retardo da onda de cheia que sai do reservatório [T].	55

Figura 15 – Eventos utilizados na calibração (em preto) e validação (em cinza).	61
Figura 16 – Resultado da calibração dos HU para quatro dos nove eventos selecionados, em que as curvas em azul representam a calibração e as em vermelho o evento.....	62
Figura 17 – HU médio da bacia, com $n = 4$, $k = 0,58$ e $\lambda = 2,33$ dias.	64
Figura 18 – Verificação do modelo de avaliação de reservatórios para $A'_R = 0,5, 0,8$ e $0,9$ nas condições naturais e após o reservatório.	65
Figura 19 – Atenuação relativa de cheias (A) e duração máxima do evento de precipitação (B) em função da posição e dimensões do reservatório, a linha tracejada indica a posição ótima.	67
Figura 20 – Hidrogramas de resposta para diferentes posições ao longo do rio principal, sendo $Q' = Q'_R(t' - \tau'_R) + Q'_L(t')$ e $K' = 1$	68
Figura 21 – Hidrogramas de resposta para diferentes posições ao longo do rio principal, sendo $Q' = Q'_R(t' - \tau'_R) + Q'_L(t')$ e $K' = 20$	69

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Principais fatores de influência no risco e vulnerabilidade às inundações.	24
Tabela 2 – Indicadores de Alteração Hidrológica.....	26
Tabela 3 – Valores do coeficiente K para diferentes reservatórios em escala real.	59
Tabela 4 – Resultado da calibração dos parâmetros do HU, onde as células em verde representam os calibrados com coeficiente de Nash-Sutcliffe $> 0,5$ e em vermelho os $< 0,5$. 62	
Tabela 5 – Resultado da validação dos parâmetros do HU, onde as células em verde representam os calibrados com coeficiente de Nash-Sutcliffe $> 0,5$ e em vermelho os $< 0,5$	63
Tabela 6 – Duração e vazões máximas dos eventos chuva-vazão maximizados para $K'=0,5$. 65	

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ANA	Agência Nacional de Águas
ARMA	<i>Auto-Regressive Moving Average</i>
BFI	<i>Baseflow Index</i>
CEPED/UFSC	Centro de Estudos e Pesquisas em Engenharia e Defesa Civil
CGH	Central Geradora Hidrelétrica
CLS	<i>Constrained Linear Systems</i>
CN	<i>Curve Number</i>
DHRAM	<i>Dundee Hydrological Regime Alteration Method</i>
ESP	<i>Ensemble Streamflow Prediction</i>
HBV	<i>Hydrologiska Byrans Vattenavdelning</i>
HU	Hidrograma Unitário
HUS	Hidrograma Unitário Sintético
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IHA	<i>Indicators of Hydrologic Alteration</i>
IPCC	<i>Intergovernmental Panel on Climate Change</i>
JICA	<i>Japan International Cooperation Agency</i>
PCH	Pequena Central Hidrelétrica
SCS	<i>Soil Conservation Service</i>
SDS/SC	Secretaria de Estado de Desenvolvimento Social
SHE	<i>Systeme Hydrologique European</i>
SNISB	Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens
SWAT	<i>Soil & Water Assessment Tool</i>
UHE	Usina Hidrelétrica
WCD	<i>World Commission on Dams</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Descrição	Unidade
u	Hidrograma unitário	$[T^{-1}]$
t_p	Tempo de pico	$[T]$
t_b	Tempo de base	$[T]$
T_{rc}	Tempo de recessão	$[T]$
Q_p	Vazão de pico	$[L^3/T]$
q_p	Vazão de pico relativa	$[L/T*mm]$
V	Volume	$[L^3]$
S_c	Declividade média	$[L/L]$
C_i	Coefficiente adimensional	$[-]$
C_p	Coefficiente adimensional	$[-]$
C_1	Coefficiente adimensional	$[-]$
C_2	Coefficiente adimensional	$[-]$
L	Comprimento do canal principal	$[L]$
L_C	Distância entre exutório e um ponto do canal mais próximo do centro de área da bacia	$[L]$
k	Coefficiente de armazenamento do HU	$[T]$
n	Número de reservatórios lineares	$[-]$
Γ	Operador gama	$[-]$
Q_i/P_R	Porcentagem de vazão	$[\%]$
γ'	Parâmetro de forma	$[-]$
λ'	Parâmetro de escala	$[T]$
R_A	Lei das áreas	$[-]$
R_B	Lei das bifurcações	$[-]$
R_L	Lei dos comprimentos	$[-]$
v	Velocidade	$[L/T]$
$W(x)$	<i>Width function</i>	$[-]$
Ω	Ordem do rio	$[-]$
a_x	Coefficiente de recessão	$[-]$
BFI	Índice de fluxo de base máximo	$[-]$
b_i	Escoamento de base no momento i	$[L^3/T]$
k_x	Constante de recessão	$[-]$
Q_{90}	Vazão de referência atendida 90% do tempo	$[L^3/T]$

Símbolo	Descrição	Unidade
Q_{50}	Vazão de referência atendida 50% do tempo	[L ³ /T]
P_{ef}	Precipitação efetiva	[L]
V_e	Volume escoado	[L ³]
A	Área da bacia	[L ²]
P_{ac}	Precipitação acumulada	[L]
I_a	Abstração inicial	[L]
CN	<i>Curve Number</i>	[-]
W^*	Volume do reservatório	[L ³]
A_R	Área drenada pelo reservatório	[L ²]
A_L	Área da bacia lateral	[L ²]
A_i	Área inundada do reservatório	[L ²]
Q_i	Vazão de entrada do reservatório	[L ³ /T]
Q_R	Vazão de saída do reservatório	[L ³ /T]
Q_L	Vazão de contribuição da bacia lateral	[L ³ /T]
Q	Vazão no exutório	[L ³ /T]
L_R	Distância do reservatório até o exutório	[L]
τ_R	Tempo de retardo da onda de cheia	[T]
λ	<i>Lag time</i>	[T]
K	Coefficiente de armazenamento do reservatório	[T ⁻¹]
ω	Coefficiente da curva IDF	[-]
t'	Tempo adimensional	[-]
t'_p	Tempo de duração da chuva na forma adimensional	[-]
Q'	Vazão adimensional no exutório	[-]
ϕ	Função de ajuste gama incompleta	[-]
u_L	Hidrograma unitário lateral	[T ⁻¹]
u_R	Hidrograma unitário da bacia montante	[T ⁻¹]
A'_R	Área adimensional drenada pelo reservatório	[-]
A'_L	Área adimensional da bacia lateral	[-]
τ'_R	Tempo de retardo adimensional da onda de cheia	[-]
K'	Coefficiente adimensional de armazenamento do reservatório	[-]
C	Coefficiente de descarga do vertedouro	[-]
B	Largura do vertedouro	[L]

Símbolo	Descrição	Unidade
i	Intensidade de precipitação	[L/T]
T	Tempo de retorno	[T]
R_Q	Atenuação de cheia relativa	[-]
$Q'_{m\acute{a}x\ nat}$	Vazão adimensional máxima na condição natural	[-]
$Q'_{m\acute{a}x\ res}$	Vazão adimensional máxima na condição com reservatório	[-]

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	19
1.1	HIPÓTESE	20
1.2	OBJETIVOS.....	20
1.2.1	Objetivo Geral	20
1.2.2	Objetivos Específicos.....	20
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	23
2.1	PADRÕES DE CHEIA E INUNDAÇÕES.....	23
2.2	IMPACTO DE RESERVATÓRIOS EM VAZÕES DE CHEIA.....	25
2.2.1	Reservatórios artificiais	25
2.2.2	Modelos “data-based”	26
2.2.3	Modelos de simulação contínua.....	28
2.3	MODELAGEM HIDROLÓGICA	31
2.3.1	Hidrograma Unitário (HU).....	33
2.3.1.1	Tradicional.....	36
2.3.1.2	Conceitual.....	39
2.3.1.3	Probabilístico.....	41
2.3.1.4	Geomorfológico.....	42
3	MATERIAIS E MÉTODOS.....	47
3.1	ÁREA DE ESTUDO	47
3.2	SÉRIES DE DADOS.....	48
3.3	CÁLCULO DO HIDROGRAMA UNITÁRIO	50
3.3.1	Seleção dos eventos.....	50
3.3.2	Determinação do escoamento superficial.....	51
3.3.3	Cálculo da chuva efetiva	52
3.3.4	Calibração e validação dos HU	53
3.3.5	Determinação do HU médio	54

3.4	APLICAÇÃO DO MODELO DE ANÁLISE DE RESERVATÓRIOS	54
3.4.1	Formulação conceitual e matemática.....	54
3.4.2	Curva IDF.....	58
3.4.3	Coeficiente K	59
4	RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	61
4.1	CALIBRAÇÃO E VALIDAÇÃO DOS HU	61
4.2	AVALIAÇÃO DO EFEITO DE RESERVATÓRIOS EM VAZÕES DE CHEIA....	64
4.2.1	Validação do modelo de análise de reservatórios	59
4.2.2	Aplicação do modelo para as condições de estudo.....	66
5	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	71
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	73
	APÊNDICE A – IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL DO MODELO...84	
	APÊNDICE B – EVENTOS SELECIONADOS	94

1 INTRODUÇÃO

A região do Vale do Itajaí localizada no estado de Santa Catarina é composta pelas bacias hidrográficas dos rios Itajaí-Açú e Camboriú, onde se localizam 60 municípios catarinenses (SDS/SC, 2017), dentre eles Blumenau, conhecido pela ocorrência de enchentes de grande magnitude (MARCELINO; NUNES; KOBIYAMA, 2006). Além de ser um importante polo econômico e de concentrar aproximadamente 22,9% da população do estado (IBGE, 2010), o Vale do Itajaí também é caracterizado pela ocorrência de inundações, respondendo por 23% dos 449 registros de desastres naturais no estado entre 1991 e 2012 (CEPED/UFSC, 2013).

Uma das possíveis soluções a serem implantadas para que se diminuam os efeitos causados por inundações é a regulação do regime de fluxo dos rios através da construção de reservatórios, que podem ser utilizados também para outros fins, como irrigação, abastecimento de água, geração de energia e recreação (GAO; BIRKETT; LETTENMAIER, 2012; WURBS, 1993). Contudo, o posicionamento desse tipo de estrutura artificial ao longo de uma rede hidrográfica pode causar diversos efeitos à jusante, que vão desde alterações no regime de vazões (GRAF, 2006) até mudanças no transporte de sedimentos ao longo dos canais (COLLIER; WEBB; SCHMIDT, 1996).

A quantificação e análise dos possíveis efeitos hidrológicos causados pela construção de reservatórios pode ser conduzida por meio de métodos simplificados baseados na observação dos efeitos pré e pós-construção dos reservatórios (GAO *et al.*, 2009; RICHTER *et al.*, 1996). Esta quantificação também pode ser baseada na modelagem contínua dos efeitos levando-se em consideração modelos de chuva-vazão e modelos numéricos de reservatórios (AYALEW; KRAJEWSKI; MANTILLA, 2013; MONTALDO; MANCINI; ROSSO, 2004).

Ao longo dos anos, diversos modelos hidrológicos foram propostos com o objetivo de prever o comportamento de bacias hidrográficas frente às variações de precipitação e, conseqüentemente, de escoamento (DEVIA; GANASRI; DWARAKISH, 2015; PECHLIVANIDIS *et al.*, 2011). No entanto, por conta das particularidades de cada bacia e do número elevado de parâmetros a serem considerados nesse tipo de análise, métodos simplificados como do Hidrograma Unitário podem ser uma alternativa, principalmente em

bacias com pouca disponibilidade de dados (BHUYAN *et al.*, 2015; CLEVELAND *et al.*, 2008).

A principal vantagem da utilização de métodos simplificados é a sua possibilidade de generalização para várias bacias, algo que não é possível em métodos de modelagem contínua, pois descrevem os efeitos de maneira fidedigna apenas para cenários semelhantes e em poucas bacias (VOLPI *et al.*, 2018). Desta forma, Volpi *et al.* (2018) propôs um modelo analítico que agrupa as vantagens das duas modalidades, tendo como um dos principais parâmetros o Hidrograma Unitário (HU), determinado mediante dados de chuva-vazão e geomorfologia.

Neste trabalho, avaliou-se a influência de reservatórios em vazões de cheia na bacia do Rio Itajaí pelo método do hidrograma unitário, variando-se o posicionamento e as dimensões de um reservatório ao longo da área de estudo. Assim, foram analisadas as seguintes perguntas:

- a. Modelos analíticos são eficazes para prever o efeito de reservatórios em vazões de cheia?
- b. Há diferença na previsão do efeito de reservatórios em vazões de cheia aplicando-se modelos complexos e analíticos para um mesmo cenário?

1.1 HIPÓTESE

- a. Modelos analíticos podem ser aplicados para a determinação do ponto ótimo de construção de reservatórios, sem perda de representatividade.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Avaliar a aplicabilidade do método do hidrograma unitário como ferramenta de previsão dos efeitos de vazões de cheia provenientes da construção de reservatórios de usos múltiplos.

1.2.2 Objetivos Específicos

- a. Avaliar o desempenho do método do hidrograma unitário na previsão da resposta hidrológica, variando-se parâmetros operacionais e de posicionamento;
- b. Verificar a posição ótima na qual o reservatório pode atenuar as cheias de forma mais efetiva, não sendo necessariamente no exutório da bacia.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 PADRÕES DE CHEIA E INUNDAÇÕES

Inundações podem ser definidas como o fenômeno em que uma porção de terra geralmente seca fica submersa pela ação da água (BLÖSCHL *et al.*, 2015) devido ao extravasamento de canais naturais por acúmulo de precipitação ou maré alta (VIGLIONE; ROGGER, 2015) e que é capaz de causar inúmeras perdas tanto em aspectos econômicos quanto sociais (JONGMAN *et al.*, 2015; MIAO, 2019). No caso de rios, inundações são identificadas através de medições de nível d'água e monitoramento de vazão, e decorrem de uma combinação de fatores físicos, econômicos e sociais que tendem a variar ao longo do tempo, tornando difícil sua previsão e gerenciamento (MERZ *et al.*, 2010; VIGLIONE *et al.*, 2016).

Estima-se que inundações em cidades costeiras possam causar danos estimados entre US\$ 60 bilhões e US\$ 63 bilhões por ano até 2050 considerando-se o aumento do nível do mar em cenários de mudanças climáticas (HALLEGATTE *et al.*, 2013). Além do aumento do nível do mar, espera-se que os efeitos das mudanças climáticas também contribuam para o aumento da frequência e intensidade de eventos extremos de precipitação (IPCC, 2012) que, por sua vez, podem afetar principalmente bacias com planícies de inundações densamente ocupadas, as quais são mais suscetíveis aos danos causados por inundações (ARNELL; GOSLING, 2016; CEOLA; LAIO; MONTANARI, 2014). No Brasil, inundações são o terceiro tipo de desastre natural que mais afeta a população, ficando atrás apenas de estiagem e enxurradas onde, apenas em Santa Catarina, chegou a afetar aproximadamente 600.000 pessoas (CEPED/UFSC, 2013).

Devido à incerteza na previsão de inundações, hidrólogos tem buscado métodos e parâmetros que descrevam seu comportamento, baseando-se principalmente na probabilidade de excedência e mudanças no tempo de ocorrência como indicadores que possibilitam a adoção de ações de mitigação e controle (HALL *et al.*, 2014; MILLY *et al.*, 2002).

Segundo Merz *et al.* (2012), as componentes hidrológicas que influenciam padrões de vazão de cheia e, conseqüentemente, inundações são classificadas em três categorias: atmosfera, bacia hidrográfica e hidrografia. Conforme ilustrado na Tabela 1, a componente

atmosférica engloba fatores meteorológicos como precipitação total, intensidade e duração de chuva. Já a bacia hidrográfica atua como compartimento de geração e concentração de escoamento enquanto que a rede hidrográfica é a componente em que haverá a propagação da onda de cheia.

Tabela 1 - Principais fatores de influência no risco e vulnerabilidade às inundações.

Componente	Processos	Fatores de influência
Atmosfera	Precipitação, condições prévias da bacia	Variabilidade natural do clima, mudanças climáticas induzidas pelo homem
Bacia hidrográfica	Geração e concentração de escoamento	Urbanização, práticas agrícolas, construção de bacias de retenção
Hidrografia	Propagação e sobreposição de ondas de cheia	Construção de açudes, diques, barragens e operação de hidrelétricas

Fonte: Adaptado de Merz *et al.* (2012)

Em se tratando de aspectos meteorológicos, estes tendem a modificar regimes de cheias de forma gradual e em grande escala (MUDELSEE *et al.*, 2003; PARAJKA *et al.*, 2010) por conta de variabilidade natural ou induzida por atividades antropogênicas (BERTOLA; VIGLIONE; BLÖSCHL, 2019). No nível de bacia hidrográfica, a modificação dos padrões naturais de uso do solo em virtude da urbanização e agricultura é fator determinante na alteração de tempos de concentração, velocidades de escoamento e conectividade (PINTER *et al.*, 2006; ROGGER *et al.*, 2017).

Quanto à rede hidrográfica, a construção de estruturas hidráulicas como diques e reservatórios ao longo da extensão dos rios, bem como a alteração de cursos naturais, pode causar, além de alterações em parâmetros hidrológicos (BORMANN; PINTER; ELFERT, 2011; DÖLL; FIEDLER; ZHANG, 2009; LAMMERSEN *et al.*, 2002), o aprisionamento de sedimentos, erosão de canais naturais e perda de número de espécies de fauna e flora particularmente em regiões ribeirinhas (GRILL *et al.*, 2019; NILSSON *et al.*, 2005; NILSSON; BERGGREN, 2000; PRINGLE, 2003).

Esses impactos tendem a perdurar por longos períodos de tempo e, mesmo com a eventual retirada desse tipo de estrutura, ainda não há clareza no potencial de recuperação dos ecossistemas a longo prazo (FOLEY *et al.*, 2017).

2.2 IMPACTO DE RESERVATÓRIOS EM VAZÕES DE CHEIA

2.2.1 Reservatórios artificiais

Ao longo da História, desde o começo das grandes civilizações, o ser humano encontrou nas margens dos rios o ambiente propício ao seu desenvolvimento (BAXTER, 1977). Com o crescimento populacional e, conseqüentemente, demanda de recursos, a construção de estruturas hidráulicas, como reservatórios, foi moldando a paisagem natural às necessidades humanas (KUIL *et al.*, 2016; LEHNER *et al.*, 2011). Nos primórdios, reservatórios tinham como principais objetivos o abastecimento de água, irrigação e controle de cheias (HILL, 1984; MATHENY, 1976). No entanto, o aprimoramento de técnicas de engenharia adicionou à essas opções a geração de energia por usinas hidrelétricas (WCD, 2000).

Recentemente, bases de dados globais de reservatórios registraram cerca de 38.000 reservatórios construídos mundialmente mediante identificação por imagens de satélite (MULLIGAN *et al.*, 2015), número capaz de chegar a 2,8 milhões se forem considerados modelos de extrapolação baseados em distribuições estatísticas (LEHNER *et al.*, 2011). Em âmbito nacional, existem cadastradas no Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB) cerca de 24.092 barragens de diversos usos (ANA, 2017), das quais três delas localizam-se na bacia do Itajaí, para a regulação de vazões (JICA, 2011).

A alteração do regime natural de vazões e quebra de conectividade causada pela construção de reservatórios tem contribuído significativamente na modificação da dinâmica das vazões de pico em bacias hidrográficas (BATALLA; GÓMEZ; KONDOLF, 2004; MAGILLIGAN; NISLOW, 2005; MATEO *et al.*, 2014) pela variação da frequência, tempo e magnitude das vazões (GRAF, 2006; KUNDZEWICZ *et al.*, 2014; VELDKAMP *et al.*, 2017; WANG *et al.*, 2017a).

A quantificação dos impactos hidrológicos causados por reservatórios pode ser estimada por modelos *data-based* ou de simulação, onde características do reservatório como área de contribuição, volume armazenado, posicionamento ao longo do rio e operação tornam-se fatores de influência (AYALEW *et al.*, 2017; AYALEW; KRAJEWSKI; MANTILLA, 2013; MATEO *et al.*, 2014; PETER *et al.*, 2014; VOLPI *et al.*, 2018).

2.2.2 Modelos “data-based”

Modelos *data-based* avaliam os impactos de reservatórios já construídos através da comparação de parâmetros de alteração hidrológica, geralmente dados de vazão, em períodos anteriores e posteriores à construção das barragens (VOLPI *et al.*, 2018).

Richter *et al.* (1996) desenvolveram um método denominado *Indicators of Hydrologic Alteration* (IHA) que avalia 32 indicadores de relevância hidrológica em rios alterados pela construção de barragens, resumidos na Tabela 2. Agrupados em cinco categorias, os indicadores buscam quantificar, em termos de vazões: magnitude mensal, magnitude e duração de extremos anuais, *timing* dos extremos anuais, frequência e duração dos pulsos de vazão e taxa e frequência de alteração (RICHTER *et al.*, 1998).

Tabela 2 – Indicadores de Alteração Hidrológica.

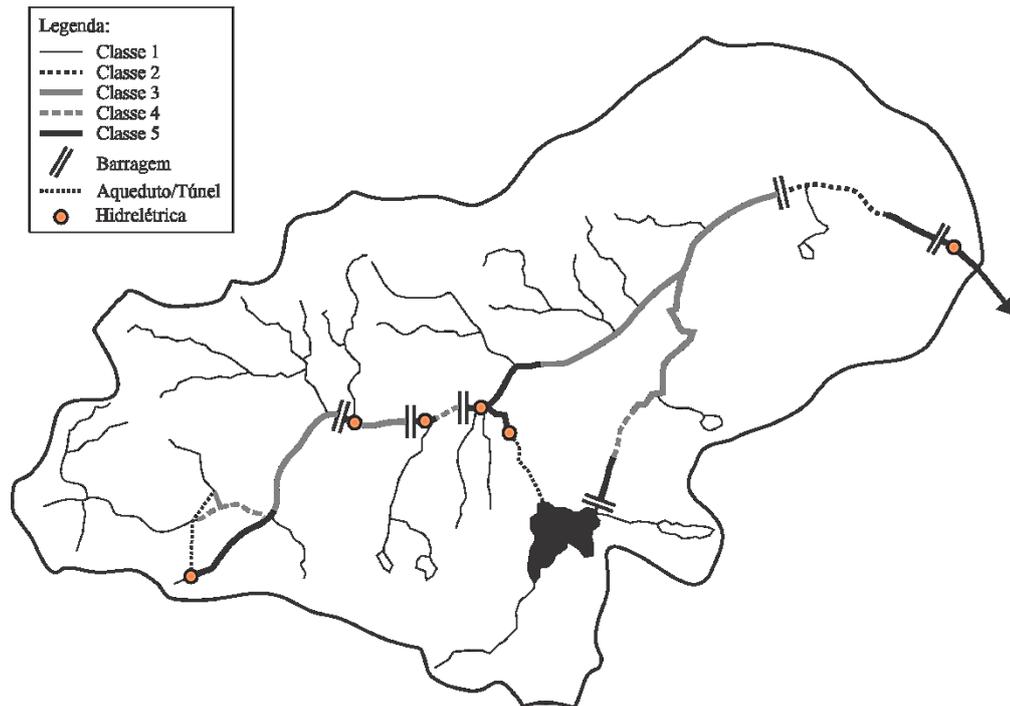
Categoria	Indicadores
Grupo 1: magnitude das vazões mensais	- Vazões médias mensais (12 índices)
Grupo 2: magnitude e duração das vazões extremas anuais	- Máximas e mínimas mensais de 1, 3, 7, 30 e 90 dias (10 índices)
Grupo 3: <i>timing</i> da vazão extrema anual	- Data onde ocorreram os máximos e mínimos anuais (2 índices)
Grupo 4: frequência e duração dos pulsos de mínima e máxima vazão	- Número de picos de mínima e máxima vazão anuais (2 índices) - Duração média dos picos de mínima e máxima vazão anuais (2 índices)
Grupo 5: taxa e frequência de variação de vazão	- Médias de todas as diferenças positivas e negativas de vazões entre dias consecutivos (2 índices) - Número de ocorrências (2 índices)

Fonte: Adaptado de Richter *et al.* (1996).

Black *et al.* (2005) criaram o *Dundee Hydrological Regime Alteration Method* (DHRAM) tendo como ponto de partida o princípio adotado no IHA de que a comparação de dados diários de vazão anteriores à alteração antropogênica de um corpo d’água com os posteriores, define de maneira satisfatória os padrões de mudança hidrológica de determinada

área. O DHRAM gera um indicador geral atribuindo uma pontuação de 0 a 30 de acordo com o percentual de variação dos indicadores do IHA, no qual, quanto maior for a pontuação maior é a classe de impacto de alteração no regime de vazões (BLACK *et al.*, 2005). A Figura 1 exemplifica o resultado da aplicação do método, com classes de alteração variando de um a cinco.

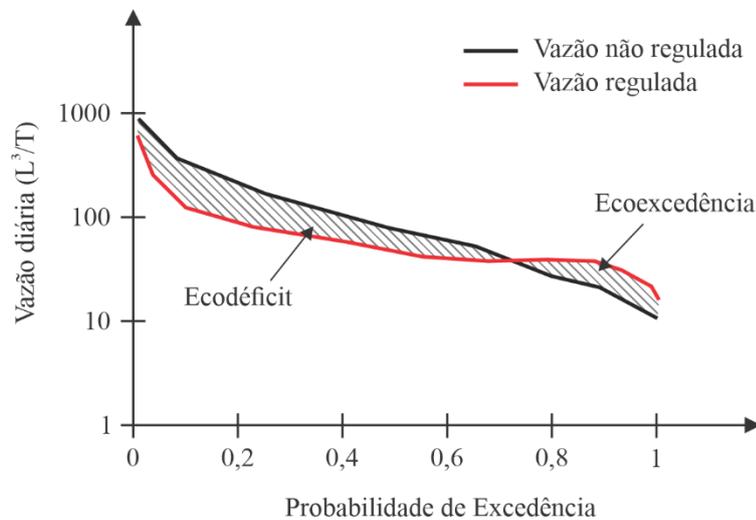
Figura 1 - Representação do resultado da ponderação dos indicadores em uma bacia hidrográfica.



Fonte: Adaptado de Black *et al.* (2005).

Vogel *et al.* (2007) introduziram o conceito de ecodefícit e ecoexcedência enquanto índices adimensionais calculados a partir da comparação da curva de permanência mediana de rios alterados e não alterados. Os índices representam o défícit ou excedente de vazão como uma porção da vazão média de um ano típico e são determinados pela razão da área entre as curvas de permanência de rios alterados e não alterados e a área abaixo da curva do rio não alterado, conforme demonstrado na Figura 2 (VOGEL *et al.*, 2007).

Figura 2 – Definição do conceito de ecodefícit e ecoexcedência.



Fonte: Adaptado de Vogel *et al.* (2007).

Posteriormente, Gao *et al.* (2009) conduziram uma série de testes estatísticos com os indicadores propostos por Richter *et al.* (1996), Black *et al.* (2005) e Vogel *et al.* (2007) para avaliar possíveis correlações entre variáveis e, assim, promover a redução de redundância na aplicação dos métodos. Para isso, utilizaram-se dados de 189 estações fluviométricas e simulações com dados sintéticos de diferentes padrões de funcionamento de reservatórios (GAO *et al.*, 2009). Como resultado, chegou-se à conclusão que três indicadores baseados no conceito de ecoeficiência e ecoexcedência respondem por grande parte da variabilidade dos 32 indicadores do IHA.

Diversos estudos tem utilizado essas metodologias como indicativos de alteração hidrológica em rios modificados pela construção de reservatórios (CHENG *et al.*, 2018; GAO; BIRKETT; LETTENMAIER, 2012; WANG *et al.*, 2017b), inclusive em larga escala (GRAF, 2006; MAGILLIGAN; NISLOW, 2005) e considerando-se mudanças climáticas (KIM; KIM; KWON, 2011; YANG *et al.*, 2017).

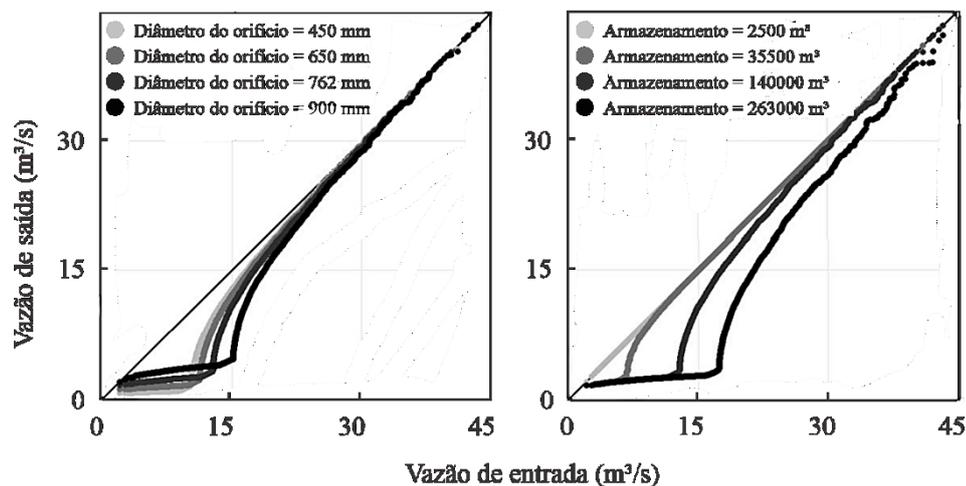
Outros trabalhos, no entanto, optaram por comparar características do regime de cheia e variações em hidrogramas de resposta nas condições pré e pós construção de barragens (BATALLA; GÓMEZ; KONDOLF, 2004; MEI *et al.*, 2015; SCHMIDT; WILCOCK, 2008), assim como entre bacias reguladas e não reguladas (MOORE; ARRIGONI; WILCOX, 2012).

2.2.3 Modelos de simulação contínua

Segundo Volpi *et al.* (2018), modelos de simulação contínua diferem dos *data-based* na capacidade de determinação dos impactos da construção de reservatórios em vazões de cheia pois eles são capazes de quantificar como a posição, tamanho e operação interferem nos processos hidrológicos. Nesse sentido, Montaldo, Mancini e Rosso (2004) utilizaram modelagem chuva-vazão distribuída para investigar a influência da capacidade de armazenamento na atenuação de hidrogramas de cheia de uma bacia de 1534 km² contendo 14 barragens construídas para geração de energia hidrelétrica.

Ayalew *et al.* (2013) combinaram simulação estocástica de precipitação, modelagem chuva-vazão e modelagem de propagação de vazões em reservatórios para estimar o efeito de diferentes configurações de operação, capacidade de armazenamento e tamanho de vertedouro de um reservatório hipotético numa bacia de 3,75 km². Gerou-se uma chuva sintética com cinco minutos de resolução e 1000 anos de tempo de retorno, a qual foi utilizada para alimentar um modelo de geração de escoamento que, por sua vez, serviu como parâmetro de entrada para um modelo de análise de reservatório não linear. Na simulação operacional de um reservatório hipotético, variou-se tanto o volume reservado quando o diâmetro do vertedouro, segundo ilustrado na Figura 3.

Figura 3 – Relação quantil-quantil entre a vazão regulada e não regulada para diferentes condições de operação.



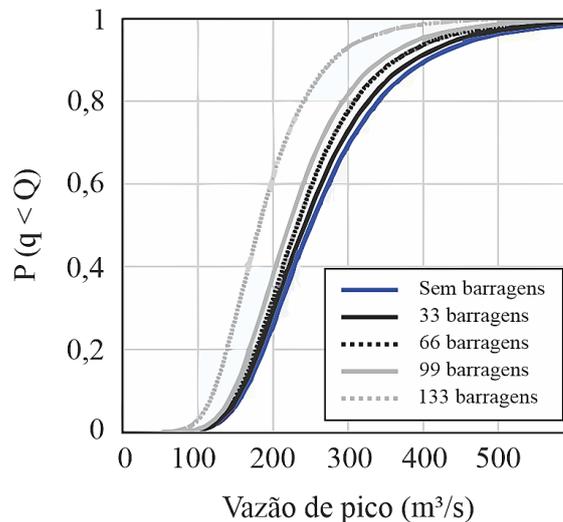
Fonte: Adaptado de Ayalew *et al.* (2013).

Posteriormente, metodologia semelhante foi aplicada numa bacia fictícia de 30 km² com 1000 anos de chuva sintética para testar como diferentes configurações espaciais de reservatórios, em série ou paralelo, distribuídos ao longo da área da bacia influenciam em vazões de pico (AYALEW; KRAJEWSKI; MANTILLA, 2015).

Thomas *et al.* (2016) investigaram como as condições de umidade do solo, variabilidade de precipitação e distribuição de estruturas de atenuação de cheias afetam o regime de vazões à jusante, variando-se os padrões de operação de reservatórios numa bacia de 45 km². Para isso, utilizou-se um modelo hidrológico 3D que combina avaliações de fluxo superficial e subterrâneo em elementos finitos.

Ayalew *et al.* (2017) utilizaram como estudo de caso uma bacia de 660 km² que possui cerca de 144 pequenas barragens para determinar de que forma um sistema de barragens tende a atenuar vazões de cheia, considerando-se 10.000 anos de chuva gerada por simulador estocástico e 13 anos de dados horários de vazão. Os dados alimentam um modelo chuva-vazão capaz de avaliar barragens distribuídas ao longo da rede de drenagem, conforme a Figura 4, onde a vazão de saída do reservatório é obtida como uma função da capacidade de armazenamento.

Figura 4 – Relação entre a vazão de pico e probabilidade de excedência para cinco cenários: sem barragens e aumentando-se gradativamente a quantidade.



Fonte: Adaptado de Ayalew *et al.* (2017)

Os resultados dos estudos que utilizam modelos de simulação contínua demonstram que, embora a quantificação dos efeitos seja mais apurada que em modelos *data-based*, eles tendem a detectar apenas influências localizadas e, em situações onde há vários pequenos

reservatórios, a mitigação de cheias diminui conforme o tamanho da área não alterada da bacia aumenta (VOLPI *et al.*, 2018).

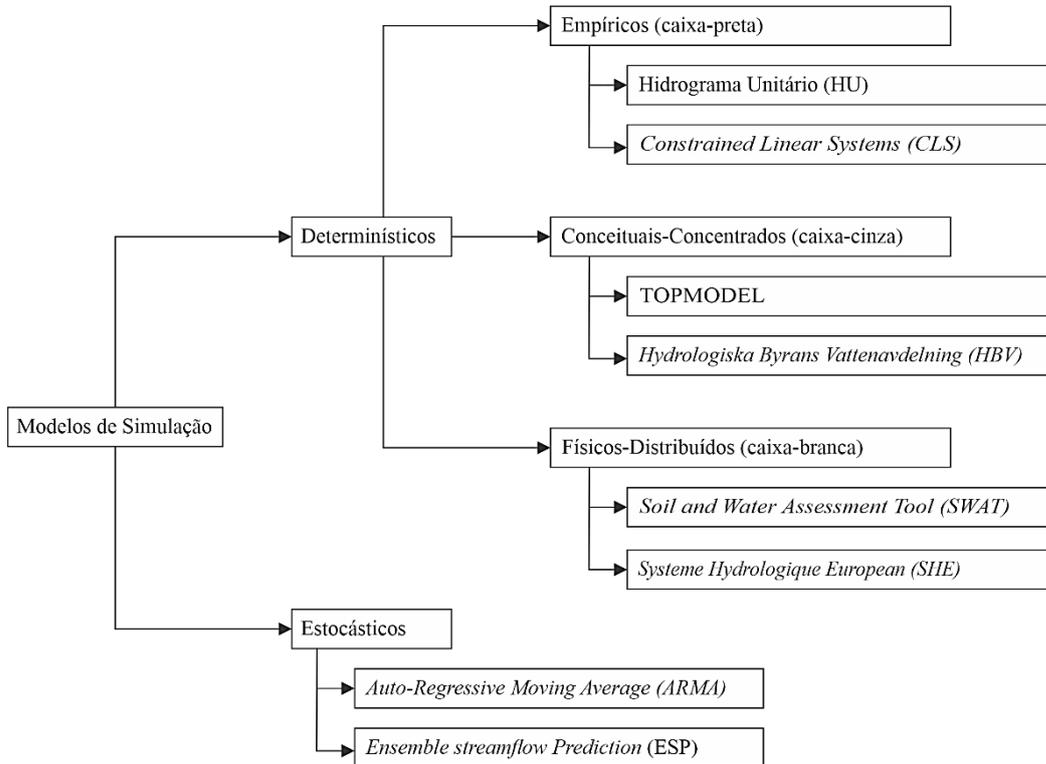
2.3 MODELAGEM HIDROLÓGICA

Modelos hidrológicos são uma aproximação de processos hidrológicos, simulados a partir de variáveis hidrológicas mensuráveis que descrevem fenômenos passíveis de previsão (BEVEN, 1989; CHOW; MAIDMENT; MAYS, 1988). Enquanto ferramentas de análise e previsão de comportamentos da natureza, modelos hidrológicos podem ser utilizados tanto para fins de enriquecimento do entendimento acerca dos fenômenos naturais quanto como instrumentos de apoio à tomada de decisão (MORADKHANI; SOROOSHIAN, 2008).

Beven (2012) descreve o processo de modelagem hidrológica por meio de cinco estágios distintos. O primeiro deles é o modelo de percepção, o qual resume as percepções do hidrólogo sobre como se dão os processos hidrológicos de uma bacia hidrográfica frente à diferentes condições. O segundo estágio, denominado conceitual, é a formulação matemática dessas percepções que, dependendo do quão robusta forem, dependerão de implementação matemática em computador, a qual Beven (2012) chamou de modelo de procedimento. As fases seguintes, intituladas calibração e validação, buscam ajustar os parâmetros da simulação aos dados observados proporcionando-se assim uma maior aproximação da situação real.

A partir da fase de percepção, os modelos hidrológicos podem ser classificados de diferentes formas, conforme ilustrado na Figura 5 (MORADKHANI; SOROOSHIAN, 2008). A classificação tradicional distingue os modelos em dois grupos principais: determinísticos e estocásticos (REFSGAARD, 1996). Modelos determinísticos são aqueles em que dois conjuntos idênticos de dados de entrada ao serem simulados sob as mesmas condições resultarão em saídas sempre iguais (CLARKE, 1973). Já os estocásticos resultam em saídas parcialmente aleatórias para um mesmo cenário de dados de entrada e condições iniciais, pois possuem componentes que não são explicados por conhecimentos *à priori* (TODINI, 1988).

Figura 5 – Classificação dos modelos hidrológicos e seus respectivos exemplos.



Fonte: elaborada pelo autor.

Os determinísticos ainda subdividem-se nos modelos denominados físicos, conceituais e empíricos, também chamados de modelos de caixa-branca, cinza e preta, respectivamente (REFSGAARD, 1996). Os modelos caixa-branca são aqueles que utilizam equações matemáticas, geralmente equações diferenciais e integrais, para representar padrões de fluxo subterrâneo e superficial em bacias hidrográficas (BEVEN, 2012). Diferentemente, os caixa-cinza, mesmo que utilizem dados que representem aspectos físicos da bacia, são baseados em equações semi-empíricas, demandando que haja um processo de calibração para obtenção dos parâmetros (CRAWFORD; LINSLEY, 1966).

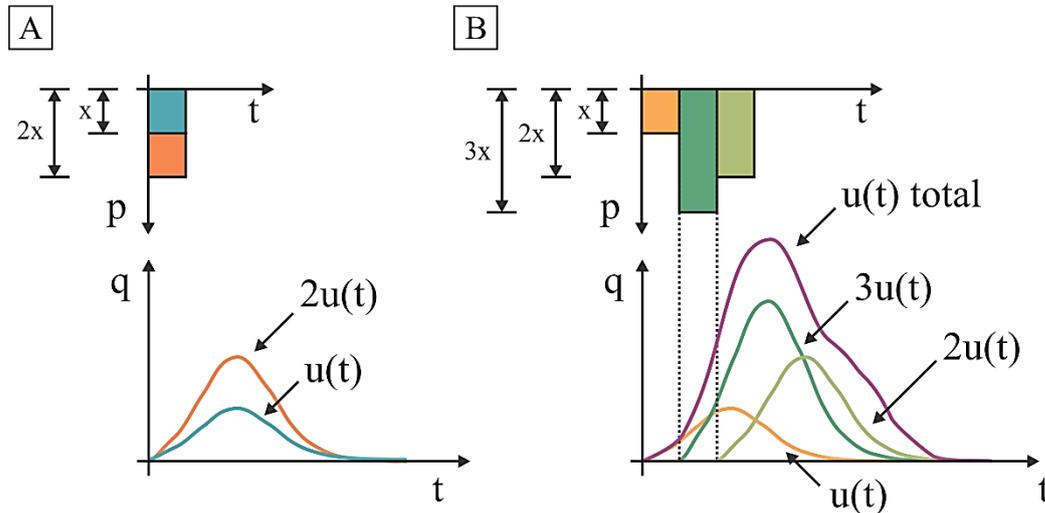
Os modelos caixa-preta fundamentam-se em equações matemáticas que não envolvem processos físicos da bacia, mas sim análises de séries de dados de entrada e saída (TODINI, 1988). Dentre os principais modelos caixa-preta encontra-se o Hidrograma Unitário (HU) inicialmente proposto por Sherman (1932) que, mesmo com limitações, segue sendo utilizado ao longo dos anos na sua forma original ou incorporado à outros modelos, para previsão de vazões de saída (BEVEN, 2012; SINGH; MISHRA; JAIN, 2014).

2.3.1 Hidrograma Unitário (HU)

O hidrograma unitário elaborado por Sherman (1932) foi a primeira ferramenta de modelagem hidrológica utilizada para estimar o hidrograma de resposta de uma bacia hidrográfica à eventos de precipitação em bacias não monitoradas (TODINI, 1988). Atualmente, o HU pode ser utilizado como suporte à quantificação de poluição difusa (CHEN *et al.*, 2017; TODESCHINI; PAPIRI; CIAPONI, 2014), transporte de sedimentos (SINGH; CUI; BYRD, 2014), regionalização de vazões (DE GONZALO; ROBREDO; MINTEGUI, 2012; SEO; PARK; SCHMIDT, 2016; YAO *et al.*, 2014) e previsões em tempo real (SIQUEIRA *et al.*, 2016).

O princípio básico do HU é o de que bacias respondem linearmente à uma chuva efetiva gerando escoamento superficial (SNYDER, 1938). Para garantir o cumprimento dessa premissa, algumas simplificações são feitas (SINGH, 1991): i) o tempo de resposta da bacia é constante para qualquer excesso de precipitação de duração determinada; ii) a resposta para qualquer volume de precipitação é proporcional à uma resposta unitária (proporcionalidade); iii) os pulsos de precipitação podem se somar (aditividade); e iv) a chuva efetiva é distribuída igualmente em toda a área da bacia. A Figura 6 exemplifica os princípios de aditividade e proporcionalidade. No entanto, salienta-se que em condições naturais essas suposições podem não ser satisfeitas por conta dos comportamento não linear do escoamento, distribuição temporal e espacial da precipitação e separação entre escoamento superficial e escoamento de base (TUCCI, 2003).

Figura 6 – Princípios do hidrograma unitário; (A) Princípio da proporcionalidade e (B) aditividade, onde x representa a magnitude de um evento de precipitação, t é o tempo, q a vazão, p é a precipitação e $u(t)$ é o hidrograma unitário.



Fonte: elaborada pelo autor.

Segundo Brutsaert (2005) a bacia hidrográfica pode ser tratada como um sistema linear estacionário no qual a resposta, em termos de vazão, à uma precipitação de volume unitário que cai instantaneamente e uniformemente por toda extensão da bacia, pode ser estimada através de uma integral de convolução, conforme ilustrado na Equação 1.

$$y(t) = \int_0^t x(\tau)u(t - \tau)d\tau \quad (1)$$

Onde $y(t)$ é o escoamento superficial por unidade de área [L/T], $x(t)$ é a precipitação efetiva [L], $u(t - \tau)$ é o hidrograma unitário [T⁻¹].

Logo, a resposta do sistema pode ser descrita como a soma de uma série de impulsos infinitesimais de intensidade definida que respondem de acordo com o hidrograma unitário que, por sua vez, é a função de resposta unitária da bacia hidrográfica (BRAS, 1990). Cada impulso é representado pela função de impulso ou Delta de Dirac, representada na Equação 2 (BRUTSAERT, 2005).

$$\delta(t - \tau) = \begin{cases} \infty & t = \tau \\ 0 & t \neq \tau \end{cases} \quad (2)$$

Onde $t - \tau$ é o tempo de retardo do impulso desde o seu começo [T].

Na sua forma discretizada, a integral de convolução para eventos de chuva-vazão não uniformes assume a forma da Equação 3.

$$y(t) = \sum_{k=0}^n x(k\Delta\tau) u(\Delta\tau; t - k\Delta\tau)\Delta\tau \quad (3)$$

Onde $\Delta\tau$ é o intervalo de discretização [T] e n é o número de discretizações.

Quando o intervalo $\Delta\tau$ é considerado único e os tempos de entrada e saída possuem a mesma discretização, a Equação 3 pode ser reescrita na forma:

$$y_i = \sum_{k=1}^i x_k u_{i-k+1} \quad (4)$$

onde y é vazão [L/T], x é a precipitação [L] e u é o hidrograma unitário [T⁻¹].

O cálculo do HU requer dados monitorados como variáveis de entrada, portanto, modelos alternativos de hidrograma unitário foram desenvolvidos para aplicação em bacias sem rede de monitoramento, os quais são denominados Hidrogramas Unitários Sintéticos (HUS) (BRAS, 1990). Singh, Mishra e Jain (2014) classificaram os HUS em quatro tipos: tradicionais, conceituais, probabilísticos e geomorfológicos.

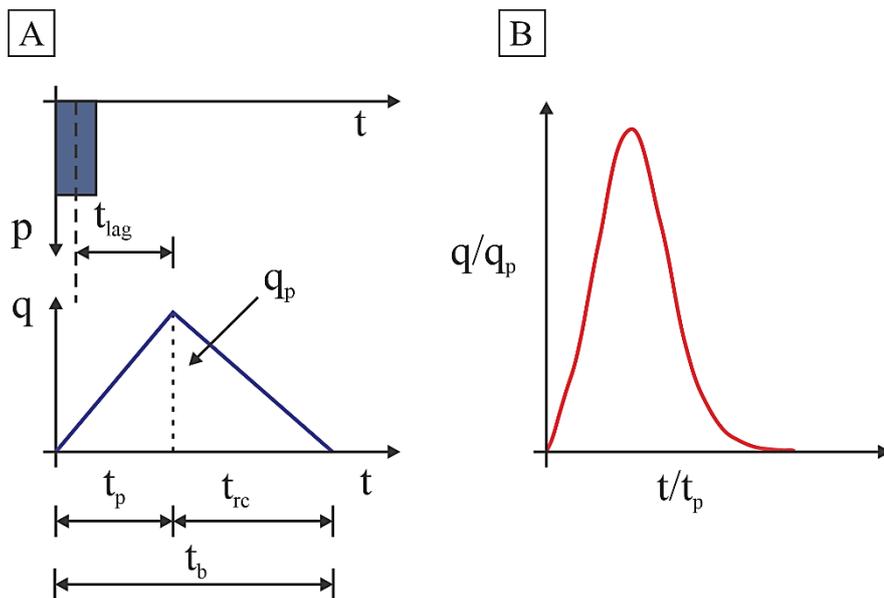
As primeiras teorias de HUS foram concebidas com base em relações empíricas obtidas através da análise de dados de diversas bacias (MOCKUS, 1957; SNYDER, 1938). Mais tarde, Nash (1957) assumiu que um rio é equivalente a uma série de reservatórios lineares em que a entrada do reservatório de jusante corresponde à saída do montante e o armazenamento é proporcional à descarga. Algumas teorias associaram modelos de probabilidade à derivação do HUS, principalmente fazendo-se o uso de funções beta e gamma (GRAY, 1961; SINGH, 2000)

enquanto outras buscaram atrelar variáveis geomorfológicas, como as leis de horton, à resposta hidrológica de bacias (RODRÍGUEZ-ITURBE; VALDÉS, 1979; ROSSO, 1984).

2.3.1.1 Tradicional

Os HUS tradicionais utilizam relações empíricas que associam direta ou indiretamente características físicas de bacias hidrográficas semelhantes, principalmente aquelas ligadas à rede de drenagem como, comprimento do rio principal, declividade e centroide da bacia (BHUNYA, 2011). Os principais exemplos de HUS tradicionais são o método de Snyder (1938), o modelo TS, formulado por Taylor e Schwarz (1952) e o *Soil Conservation Service* (SCS), proposto por Mockus (1957), ilustrado na Figura 7.

Figura 7 –HUS SCS (A) triangular e (B) adimensional, onde t é o tempo, q a vazão, p é a precipitação, q_p é a vazão de pico, t_p é o tempo de pico, t_b é o tempo de base, t_{rc} é o tempo de recessão e t_{lag} é o tempo entre o centro de massa da precipitação e o centro de massa do hidrograma.



Fonte: elaborada pelo autor.

Snyder (1938) foi um dos primeiros que estabeleceu equações empíricas que unem as características físicas da bacia e os parâmetros principais do HU (e. g. tempo de pico (t_p), vazão de pico (q_p) e tempo de base (t_b)) para representar sua forma. As equações foram determinadas a partir do estudo de bacias norte americanas que possuíam área entre 26 e 259.000 km² (SNYDER, 1938):

$$t_p = C_t(LL_c)^{0,3} \quad (5)$$

$$Q_p = 640 \left(\frac{AC_p}{t_p} \right) \quad (6)$$

$$t_b = 3 + 3 \left(\frac{t_p}{24} \right) \quad (7)$$

onde t_p é o tempo de pico [h], L é o comprimento do canal principal [mi], L_c é a distância entre o exutório e um ponto do canal principal próximo do centro de área da bacia [mi], Q_p é a taxa de vazão de pico [ft³/s] A é a área da bacia [mi²], t_b é o tempo de base [h], C_t e C_p são parâmetros adimensionais que variam de 1,8 a 2,2 e 0,56 a 0,69, respectivamente.

Taylor e Schwarz (1952) desenvolveram um modelo de derivação de HUS, utilizando dados de 20 bacias com áreas entre 52 e 4144 km², que inclui a declividade média do rio principal no cálculo dos parâmetros principais do HU, algo que não era previsto por Snyder (1938):

$$S_c = \left[\frac{N}{\sum_{i=1}^N (1/S_i)^{0,5}} \right]^2 \quad (8)$$

$$t_p = \left(\frac{0,6}{S_c^{0,5}} \right) e^{(m_1 D)} \quad (9)$$

$$Q_p = \left[\frac{382}{(LL_c)^{0,36}} \right] e^{(m_2 D)} \quad (10)$$

$$t_b = 5 \left(t_p + \frac{t_r}{2} \right) \quad (11)$$

onde t_p , L , L_c e t_b são os mesmos parâmetros do método de Snyder, t_r é a duração da precipitação unitária [h], S_c é a declividade média do rio principal [ft/ft], N é o número de ramificações, S_i

é a declividade média de cada ramificação do canal principal [ft/ft], D é a duração da chuva [h], m_1 é a taxa de variação do *lag time* do hidrograma e m_2 é a taxa de variação de vazão.

Ambos os modelos, por utilizarem ajuste manual de dados observados, carregam consigo inconsistências quanto: ao erro associado à cada tentativa de ajuste, às constantes que variam drasticamente de uma região para outra e ao tempo de base que é sempre superior à três dias, algo que é factível apenas para bacias de grandes dimensões (BHUNYA; PANDA; GOEL, 2011).

De forma semelhante, o método SCS representa o hidrograma unitário a partir de dados monitorados de diversas bacias, variando em região geográfica e tamanho, dos Estados Unidos. Porém, sugere que os parâmetros do HU podem ser aproximados por relações matemáticas construídas a partir de HUs médios (MOCKUS, 1957):

$$V = 0,5(q_p t_b) \quad (12)$$

$$t_{rc} = 1,67 t_p \quad (13)$$

$$q_p = 0,749 \left(\frac{V}{t_p} \right) \quad (14)$$

onde V é o volume escoado [mm], t_{rc} é o tempo de recessão do HU [h], t_p é o tempo de pico [h] e q_p é a vazão de pico [mm/h/mm].

Devido a essas premissas, o HU pode ser apresentado na forma triangular, onde a área abaixo da curva representa o volume escoado, ou adimensional, em que o eixo das ordenadas é expresso pela relação entre a vazão e a vazão de pico e o das abscissas pela relação entre o tempo e o tempo de pico (CHOW; MAIDMENT; MAYS, 1988). Por conta da sua simplicidade, o HU SCS segue sendo muito utilizado para resolução de problemas de engenharia (COLLISCHONN; DORNELLES, 2013), contudo, possui limitações quanto ao tamanhos das bacias aplicáveis e parâmetros regionalizados para localidades de características específicas (BHUNYA; PANDA; GOEL, 2011).

2.3.1.2 Conceitual

Modelos conceituais de HU aproximam a situação real de escoamento e resposta de bacias hidrográficas à teorias idealizadas, sendo a mais comum delas a de que bacias se comportam hidrológicamente como reservatórios lineares, ou seja, o armazenamento de água na bacia é proporcional à geração de escoamento (BRAS, 1990). Nesse sentido, Clark (1945) desenvolveu um método que considera uma chuva unitária caindo instantaneamente na bacia, distribuindo-se pela área através de uma curva tempo-área e de um modelo de reservatório linear que tem como um dos parâmetros principais o coeficiente de armazenamento, k :

$$U_i = C_1 A_i + C_2 U_{i-1} \quad (15)$$

onde U_i é a ordenada do HUS, A_i é a ordenada da curva tempo-área, C_1 e C_2 são coeficientes do modelo de reservatório:

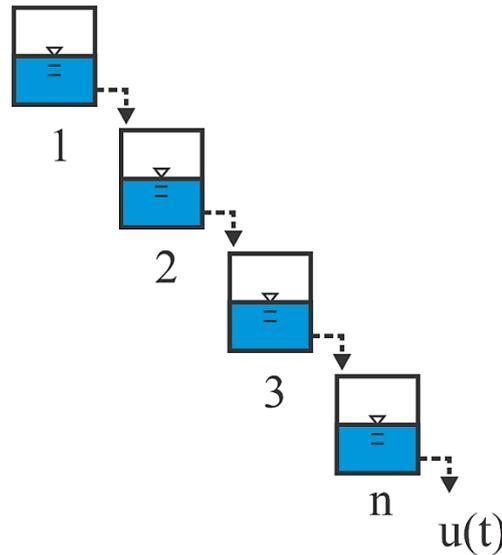
$$C_1 = \frac{\Delta t}{(k + 0,5\Delta t)} \quad (16)$$

$$C_2 = 1 - C_1 \quad (17)$$

onde Δt é o intervalo de tempo [h] e k é o coeficiente de armazenamento [h].

Mais tarde, Nash (1957) desenvolveu um modelo de HU a partir do conceito de que a resposta hidrológica de uma bacia pode ser obtida considerando-se a rede hidrográfica como uma série de n reservatórios lineares de coeficientes de armazenamento, k , iguais, como mostra a Figura 8.

Figura 8 – Teoria dos reservatórios em série, sendo n o número de reservatórios e $u(t)$, o hidrograma unitário.



Fonte: elaborada pelo autor.

O primeiro reservatório do sistema recebe a vazão de entrada decorrente de um impulso de precipitação e aumenta seu nível para comportar o volume a ser armazenado, o qual decai depois de terminado tempo por conta da vazão de saída, que serve de entrada para o próximo reservatório (NASH, 1957). No caso de haver apenas um reservatório, a diminuição de nível é representada por um decaimento exponencial em função do tempo e coeficiente de armazenamento:

$$u(t) = \frac{1}{k} e^{-t/k} \quad (18)$$

onde $u(t)$ é o HU [T^{-1}], k é o coeficiente de armazenamento [T] e t é o tempo [T].

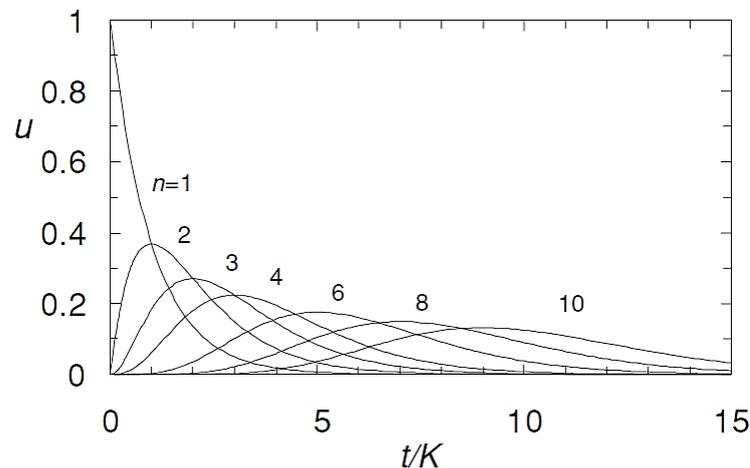
Extrapolando-se para n reservatórios, o HU da bacia é representado pelo compartimento mais próximo do exutório, estimando-se a resposta hidrológica do sistema a partir de uma função gamma e dados observados de chuva e vazão:

$$u(t) = \frac{1}{k\Gamma(n)} \left(\frac{t}{n}\right)^{n-1} e^{-t/k} \quad (19)$$

onde $u(t)$ é o HU do reservatório mais próximo do exutório [T^{-1}], k é o coeficiente de armazenamento [T], t é o tempo [T] e n é o número de reservatórios.

O HU de Nash foi um dos primeiros a utilizar uma função de densidade de probabilidade e é um dos métodos mais aceitos para descrever a forma do hidrograma de resposta de uma bacia à um pulso de precipitação unitário, pois consegue representar uma grande variedade de hidrogramas ao variar-se os parâmetros k e n , tidos como parâmetros de escala e forma, respectivamente (BRUTSAERT, 2005). A Figura 9 ilustra a variação de forma no hidrograma variando-se o coeficiente n .

Figura 9 – Representação da variação de forma do HU mudando-se o valor de n , para $u = u(t/k)$.



Fonte: Brutsaert (2005).

2.3.1.3 Probabilístico

Hidrogramas unitários sintéticos probabilísticos utilizam-se de funções de distribuição de probabilidade para a previsão de resposta de uma bacia hidrográfica a eventos de chuva-vazão e podem ser classificados entre não paramétricos e paramétricos (BHUNYA *et al.*, 2008). Os não paramétricos utilizam técnicas de discretização a partir de pontos observados, como mínimos quadrados, operações matriciais e programação linear enquanto que os paramétricos fazem o uso de ajuste estatístico de curvas através de funções objetivo e otimização (SINGH; MISHRA; JAIN, 2014).

Embora sejam considerados menos confiáveis que os não paramétricos por conta da do número de parâmetros utilizados, geralmente dois ou três, os métodos paramétricos são comumente utilizados para derivação de hidrogramas sintéticos em bacias com pouca disponibilidade de dados por conta da sua simplicidade de aplicação (BHUNYA *et al.*, 2008). Dentre as funções densidade de probabilidade, conhecidas como pdf, as mais utilizadas na derivação do HU encontram-se a gama, utilizada por c , e beta (NADARAJAH, 2007).

Nesse sentido, destaca-se o trabalho de Gray (1961) como um dos primeiros a avançar a teoria desenvolvida por Nash (1957) formulando um método gráfico adimensional que considera as características físicas de 42 bacias de 1,6 a 80 km² distribuídas em seis estados dos Estados Unidos e uma pdf gama de dois parâmetros:

$$\frac{Q_t}{P_R} = \frac{25\gamma'\lambda'}{\Gamma(\lambda')} \left(\frac{t}{P_R}\right)^{\lambda'-1} \exp\left(-\frac{\gamma't}{P_R}\right) \quad (20)$$

$$\gamma' = \gamma P_R \quad (21)$$

$$\lambda' = 1 + \gamma' \quad (22)$$

onde P_R é o tempo entre o início do escoamento superficial e o tempo de pico [min], t é o tempo [min], Q_t / P_R é a porcentagem de vazão para qualquer tempo t/P_R , γ é o parâmetro de escala [min] e λ' é o parâmetro de forma o HU.

Posteriormente, estudos buscaram comparar a eficácia da distribuição gama na derivação de hidrogramas unitários sintéticos com outras distribuições como Weibull (BHUNYA *et al.*, 2008) e qui-quadrado (BHUNYA *et al.*, 2007) enquanto outros estimaram parâmetros do HU para distribuições menos usuais como log normal, gama inversa, Pareto e Gaussiana Inversa (NADARAJAH, 2007).

2.3.1.4 Geomorfológico

Métodos geomorfológicos de derivação do HU buscam relacionar as características geomorfológicas da bacia à resposta hidrológica particionando-a em unidades de resposta que, ao receberem partículas de chuva, formam ao menos um caminho preferencial de fluxo que as conectam umas às outras (RIGON *et al.*, 2016). Seguindo-se essa premissa e, considerando-se

o sistema linear, o tempo que a partícula leva para chegar ao exutório ou, tempo de percurso, pode ser estimado através da somatória de todas as probabilidades de deslocamento desse elemento no espaço, sendo assim, a pdf resultante dessas operações matemáticas é o próprio HU geomorfológico (SINGH; MISHRA; JAIN, 2014).

O trabalho desenvolvido por Rodríguez-Iturbe e Valdés (1979) foi um dos primeiros estudos voltados a esse propósito e é considerado até hoje um dos mais relevantes em termos de modelagem chuva-vazão (RIGON *et al.*, 2016). O modelo relaciona as condições do espaço e tempo à parâmetros geomorfológicos e hidráulicos da bacia, tendo como ponto de partida as leis de Horton (1945):

$$R_B = \frac{N(\Omega)}{N(\Omega + 1)} \quad (23)$$

onde R_B é a lei de bifurcação de canais e $N(\Omega)$ é o número de canais de ordem Ω .

$$R_L = \frac{\bar{L}(\Omega + 1)}{\bar{L}(\Omega)} \quad (24)$$

onde R_L é a lei de comprimento de canais e $\bar{L}(\Omega)$ é a média do comprimento de canais de ordem Ω .

$$R_A = \frac{\bar{A}(\Omega)}{\bar{A}(\Omega - 1)} \quad (25)$$

onde R_A é a lei das áreas e $\bar{A}(\Omega)$ é o média das áreas contribuição de canais de ordem Ω .

A partícula ao cair na superfície da bacia começa sua trajetória a partir das encostas que drenam o escoamento até canais de determinada ordem, que passam a transportar essa massa ao longo da rede de drenagem. Logo, a derivação do HU é função da probabilidade de

partícula tomar certos caminhos, dependendo de onde cair e do tempo que leva até encontrar um canal (RODRIGUEZ-ITURBE; RINALDO, 2001):

$$f(t) = \sum_{\gamma \in \Gamma} p(\gamma) f_{x_\omega} * \dots * f_{x_\Omega}(t) \quad (26)$$

onde $f(t)$ é a distribuição dos tempos de percurso no exutório, Γ é o conjunto de todos os caminhos possíveis da geração do escoamento ao exutório, $p(\gamma)$ é a probabilidade de a particular seguir o caminho γ constituído de estados ou seções x , f_{x_ω} é a distribuição dos tempos de percurso no estado x de canal de ordem ω e Ω é ordem da bacia.

A partir da Equação 26, derivam-se os principais parâmetros do HU, t_p e Q_p em função das leis de Horton (RODRÍGUEZ-ITURBE; VALDÉS, 1979):

$$Q_p = \frac{1,31v}{LR_L^{0,43}} \quad (27)$$

$$t_p = 0,44 \frac{L}{v} \left(\frac{R_B}{R_A} \right)^{0,55} R_L^{-0,38} \quad (28)$$

onde Q_p é a vazão de pico [h^{-1}], v é a velocidade do rio de maior ordem [m/s] e L é o comprimento do rio de maior ordem [km].

Posteriormente, Rosso (1984) combinou as teorias de Nash (1957) e Rodríguez-Iturbe e Valdés (1979), obtendo os parâmetros n e K em função das leis de Horton:

$$n = 3,29 \left(\frac{R_B}{R_A} \right)^{0,78} R_L^{0,07} \quad (29)$$

$$k = 0,70 \left(\frac{R_A}{R_B R_L} \right)^{0,48} \frac{L}{v} \quad (30)$$

Outra abordagem para o HU geomorfológico é o ajuste de uma função de distribuição das distâncias de todos os pontos ao longo da rede hidrográfica até o exutório, chamada *width*

function, que nada mais é do que a representação da geometria de rede hidrográfica (GUPTA; WAYMIRE; RODRIGUEZ-ITURBE, 1986).

Proposta primeiramente por Kirkby (1976), a teoria da *width function* se popularizou na derivação de HUS geomorfológicos depois da obtenção dos primeiros Modelos Digitais de Elevação (MDEs) (CUDENNEC, 2007; DI LAZZARO, 2009). Comumente denominada $W(x)$ a *width function* possui relação direta com a resposta hidrológica da bacia (KIRKBY, 1976) que, por sua vez, pode ser descrita na sua forma genérica (MARANI; RIGON; RINALDO, 1991):

$$f(t) = \frac{\int_0^{\infty} W(x) dP(x, t)}{L(\Omega)} = \frac{\langle v \rangle \langle W[x(t)] \rangle}{L(\Omega)} \quad (31)$$

onde $W(x)$ é a *width function*, $L(\Omega)$ é o comprimento do canal de ordem Ω , x é a distância do número de ligações entre canais e o exutório, $dP(x, t)$ é a densidade de probabilidade e $\langle v \rangle$ é a velocidade média.

A Equação 31 pode ser reescrita considerando-se velocidades constantes:

$$f(t) = \frac{\langle v \rangle W(\langle v \rangle t)}{L(\Omega)} \quad (32)$$

Um dos diferenciais de ambas as abordagens de derivação de HU geomorfológico é a inclusão do escoamento gerado nas encostas das bacias, algo que nos modelos tradicionais, conceituais e probabilísticos não é levado em consideração e que, no caso da utilização de *width function*, permite ainda a obtenção de velocidades médias de escoamento para ambos os casos (DI LAZZARO, 2009; VAN DER TAK; BRAS, 1990).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

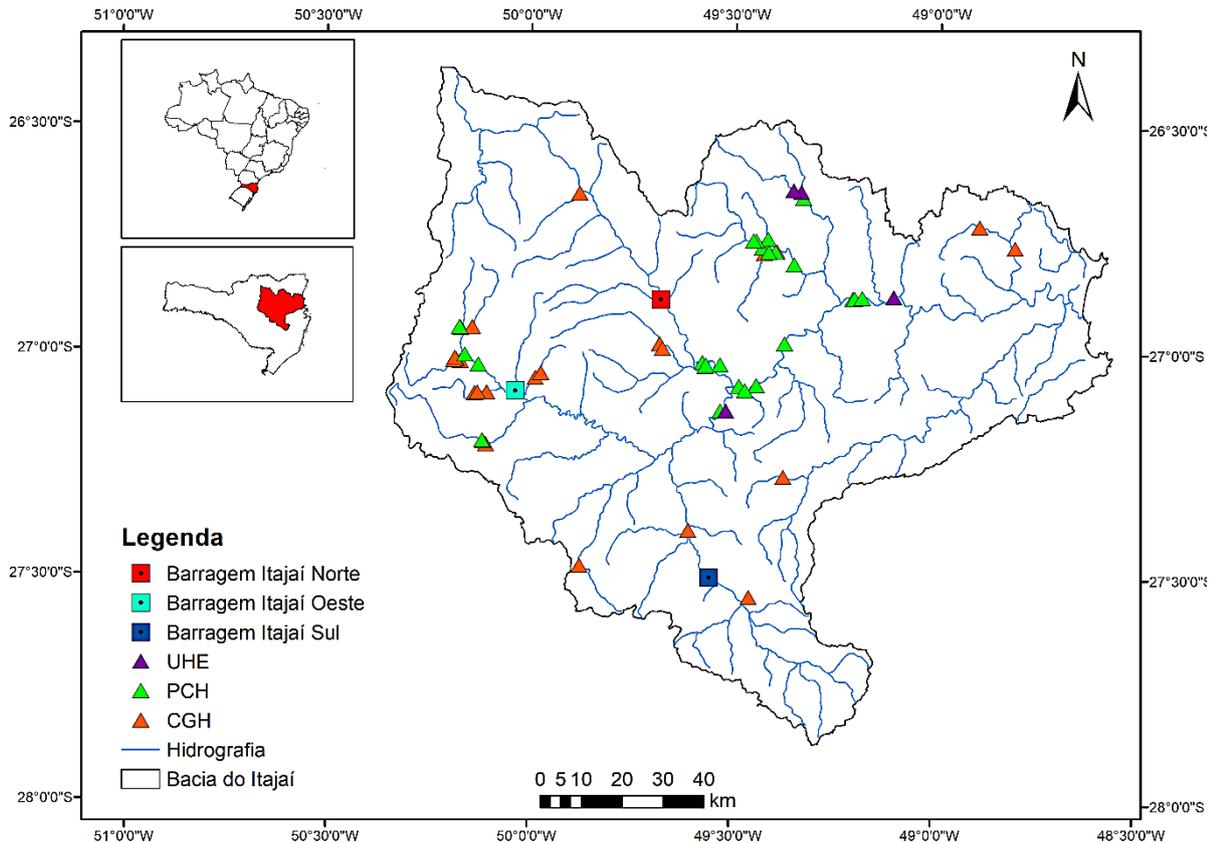
A metodologia do trabalho consistiu em quatro fases principais: i) separação do escoamento de base; ii) cálculo da chuva efetiva; iii) cálculo do hidrograma unitário e iv) determinação do HU médio e verificação e aplicação do modelo de reservatórios de Volpi *et al.* (2018). A implementação computacional de todas as etapas encontra-se no Apêndice A.

3.1 ÁREA DE ESTUDO

A área de estudo consiste na bacia do rio Itajaí, localizada no estado de Santa Catarina, com 15.000 km² de área, precipitação média anual de 1610 mm e clima classificado como temperado quente (KOTTEK *et al.*, 2006). A região é caracterizada pela presença de grandes cidades em planícies inundáveis, como Itajaí, Blumenau e Rio do Sul e se destaca enquanto a mais propensa à ocorrência de eventos hidrológicos extremos no estado na qual, apenas na enchente histórica de 1983, 200.000 pessoas ficaram desabrigadas e gerou-se um prejuízo de R\$ 1,1 bilhão (DIAS, 2009).

A bacia é composta por três tributários, Itajaí do Sul, Itajaí do Norte e Itajaí do Oeste e conta com três barragens de contenção de cheias, além de diversas Pequenas Centrais Hidrelétricas (PCHs), Centrais Geradoras Hidrelétricas (CGHs) e Usinas Hidrelétricas (UHEs), segundo demonstrado na Figura 10.

Figura 10 – Barragens ao longo da bacia do rio Itajaí-Açú.



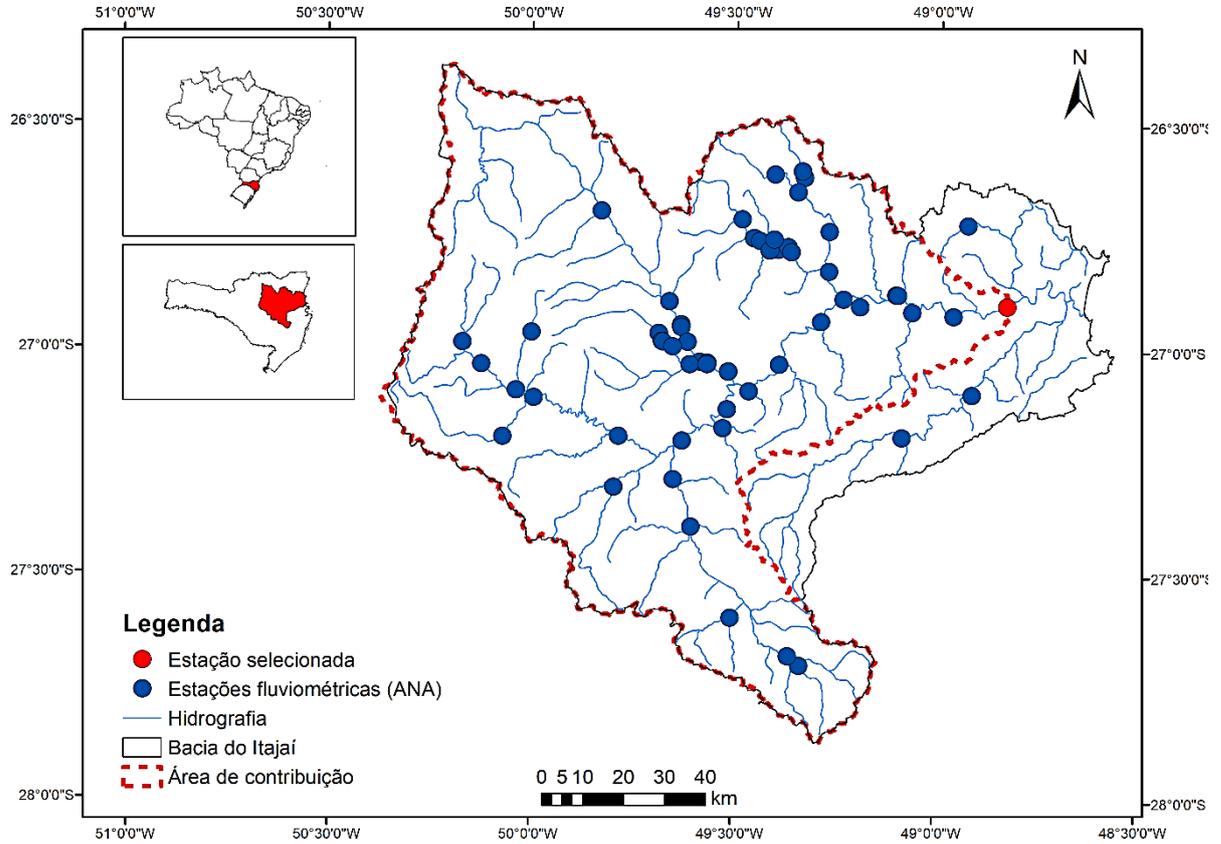
Fonte: ANEEL (2019).

Cada um dos reservatórios de contenção de cheias está localizado em um dos tributários do Rio Itajaí-Açú e possuem área de drenagem de 855 km², 1171 km² e 2336 km², dos quais dois ainda operam enquanto que o terceiro deixou de operar por problemas políticos (FLEISCHMANN *et al.*, 2019). Além disso, estudos conduzidos na área apontaram a necessidade de construção de novas estruturas de contenção de cheias e prevenção de inundações (JICA, 2011). Em 2015, os reservatórios em operação tiveram a altura da crista do vertedouro aumentada, sendo que no reservatório do Itajaí Oeste a medida foi adotada para aumentar a capacidade de armazenamento (FLEISCHMANN *et al.*, 2019).

3.2 SÉRIES DE DADOS

Na área de estudo encontra-se um total de 59 estações fluviométricas das quais uma delas foi selecionada, 83870000, conforme ilustrado na Figura 11, por possuir a maior área de drenagem, drenando a maior parte da bacia do Itajaí.

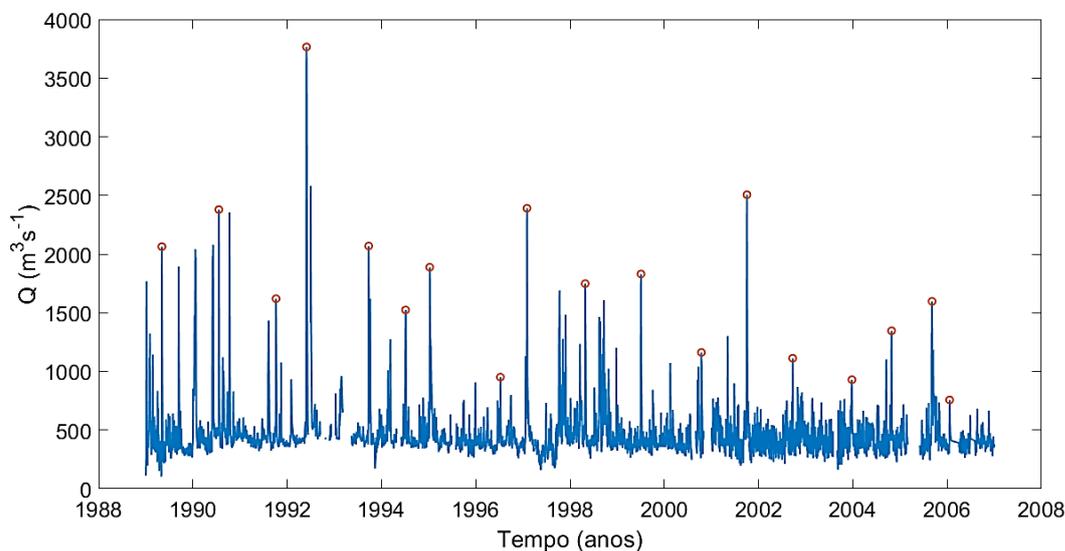
Figura 11 – Rede de estações fluviométricas em operação no Vale do Itajaí (em azul) e estação selecionadas (em vermelho) e respectivas áreas de drenagem (tracejado).



Fonte: ANA (2019).

A série de dados diários considerada possui 18 anos de dados monitorados, onde analisou-se apenas os eventos máximos anuais, conforme indicado na Figura 12.

Figura 12 – Série de dados considerada para a estação 83870000, com o indicativo das vazões máximas anuais (em vermelho).



Os dados fluviométricos foram extraídos da plataforma *Hidroweb* (<http://www.snirh.gov.br/hidroweb>) da Agência Nacional de Águas (ANA) enquanto que os dados pluviométricos utilizados tiveram como base os dados interpolados por Xavier, King e Scanlon (2016) de 0,25° de resolução de *grid* ou 28 km na linha do Equador e discretização temporal diária.

3.3 CÁLCULO DO HIDROGRAMA UNITÁRIO

O cálculo do HU referente às bacias de estudo foi determinado a partir da separação de eventos máximos anuais de chuva-vazão, aplicação de filtro digital para distinção entre escoamento superficial e de base, cálculo da chuva efetiva, calibração e validação dos HU de Nash (1957) e cálculo do hidrograma médio. Embora o uso do HU seja recomendado para bacias de dimensões entre 2,6 e 256 km² e intensidade de precipitação constante e chuva efetiva entre 12,7 e 50,8 mm (PHILIP *et al.*, 2012), buscou-se utilizar esse método devido a sua possibilidade de aplicação em diversas bacias e simplicidade de uso.

3.3.1 Seleção dos eventos

Os eventos de discretização temporal de um dia foram selecionados visualmente, conforme a disponibilidade de dados da série histórica, tomando-se como referências a vazão máxima de cada ano e a chuva correspondente ao período de duração do evento. Ao todo selecionaram-se 18 eventos.

3.3.2 Determinação do escoamento superficial

A separação do escoamento superficial do escoamento de base seguiu a metodologia do filtro recursivo digital de Eckhardt (2005). Filtros recursivos digitais são muito utilizados na estimativa de escoamento de base e tem como princípio a relação entre os escoamentos de base no passo de tempo atual e anterior e o escoamento total (SU *et al.*, 2016). O filtro de Eckhardt (2005) considera que a o escoamento superficial é linearmente proporcional ao armazenamento e é calibrado através da estimativa de dois parâmetros, BFI e a_x :

$$a_x = e^{\frac{-\Delta t}{k_x}} \quad (33)$$

$$b_i = \frac{(1 + BFI)a_x b_{i-1} + (1 - a_x)BFIQ_i}{1 - a_x BFI} \quad (34)$$

onde b_i é o escoamento de base no tempo i , BFI é o índice de fluxo de base máximo, a_x é o coeficiente de recessão, k_x é a constante de recessão, Δt é o intervalo de tempo e Q_i é a vazão no tempo i .

A constante k_x é representada pela Equação 35:

$$k_x = \frac{-\Delta t}{\ln\left(\frac{Q_{(t+\Delta t)}}{Q_t}\right)} \quad (35)$$

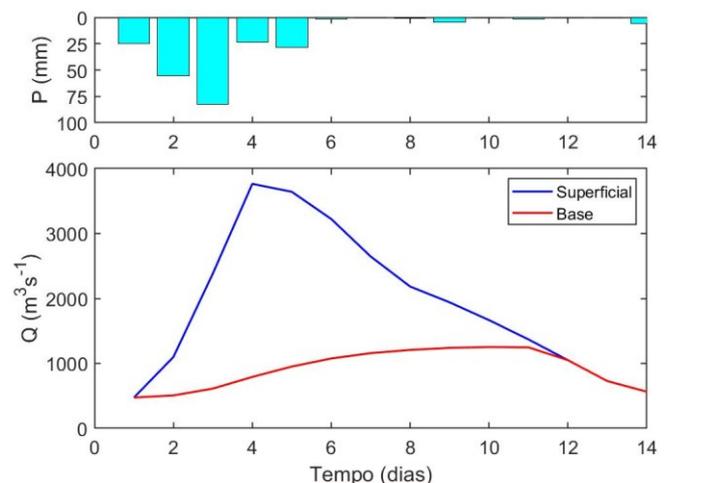
onde k_x é a constante de recessão, Δt é o intervalo de tempo e Q é a vazão.

Eckhardt (2005) sugere valores de *BFI* que variam de acordo com a característica dos rios e composição de aquíferos na bacia. Outra forma de se estimar o *BFI* é utilizando a Q_{90} e Q_{50} na Equação 36 (COLLISCHONN; FAN, 2013):

$$BFI = 0,8344 \frac{Q_{90}}{Q_{50}} + 0,2146 \quad (36)$$

As vazões de referência foram calculadas para a estação analisadas chegando-se num *BFI* de 0,86 e num coeficiente de recessão de 0,99. A implementação computacional do filtro de separação de escoamento encontra-se no Apêndice A e os eventos selecionados, no Apêndice B. Um exemplo de aplicação do filtro encontra-se na Figura 13.

Figura 13 –Exemplo de aplicação do filtro de escoamento de base, onde Q é a vazão do evento e P é a precipitação.



3.3.3 Cálculo da chuva efetiva

Um dos principais problemas na determinação do HU é o cálculo de chuva efetiva, pois depende diretamente da separação do escoamento, um processo que pode carregar subjetividade (BEVEN, 2012). A precipitação efetiva foi determinada de acordo com a Equação 36:

$$P_{ef} = \frac{V_e}{A} \quad (37)$$

onde P_{ef} é a precipitação efetiva [mm], V_e é o volume escoado [mm³] e A é a área da bacia [mm²].

Dentre os modelos de distribuição de chuva efetiva, encontram-se: Índice *Phi*, proporcional e *Curve Number*. O índice *Phi* considera uma parcela de infiltração constante durante o escoamento que é subtraído de cada precipitação (TUCCI, 2012), enquanto que o proporcional sugere que a chuva efetiva é uma constante proporcional à chuva original (BEVEN, 2012).

Já o *Curve Number*, diferentemente dos outros dois modelos, adota dois parâmetros de perda durante um evento de precipitação, a abstração inicial e a uma fração de precipitação total, que depende diretamente do uso e condições hidrológicas do solo (SCS, 1986). A abstração inicial é aquela porção de precipitação que não se transforma em escoamento, ou seja, foi totalmente infiltrada ou evaporada (CHOW; MAIDMENT; MAYS, 1988). O método escolhido no contexto desse trabalho foi o *Curve Number* (BOUGHTON, 1989):

$$P_{ef} = \begin{cases} 0, & P_{ac} \leq I_a \\ \frac{(P_{ac} - I_a)^2}{P_{ac} - I_a + \left(\frac{25400}{CN} - 254\right)}, & P_{ac} > I_a \end{cases} \quad (38)$$

onde P_{ef} é a precipitação efetiva [mm], P_{ac} é a precipitação total acumulada [mm], I_a é a abstração inicial [mm] e CN é o *Curve Number*.

A calibração do CN e determinação do I_a foram conduzidas por evento, considerando-se apenas o período em que houve geração de escoamento superficial.

3.3.4 Calibração e validação dos HU

O algoritmo de calibração utilizado foi o *Simplex Search Method* de Lagarias *et al.* (1998) com a função objetivo Nash-Sutcliffe, implementada no *software Matlab*® visando a otimização do HU de Nash (1957) conforme a Equação 19. Os parâmetros n e k foram calibrados mediante estimativa *à priori* onde adotou-se uma estimativa inicial do coeficiente n de 3,0 e 0,2 para o coeficiente k .

Dos 18 eventos, os nove primeiros foram utilizados na fase de calibração e os restantes na validação, considerando-se calibrados e validados aqueles que obtiveram coeficiente de Nash-Sutcliffe maior que 0,5 (MORIASI *et al.*, 2007). A validação foi realizada a partir da aplicação dos coeficientes n e k médios obtidos na calibração no mesmo algoritmo, porém, utilizando-se os eventos de validação, de forma a obter um novo coeficiente de Nash.

3.3.5 Determinação do HU médio

Gerou-se o HU médio mediante o cálculo da média das ordenadas dos HUs calibrados. Os parâmetros n e k referentes à estação também resultaram da média dos coeficientes obtidos na calibração dos hidrogramas.

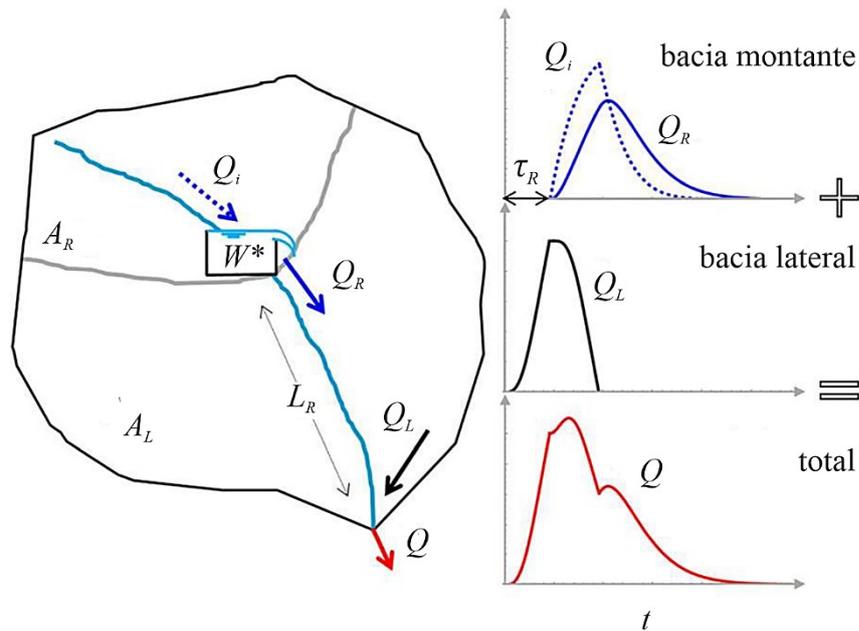
3.4 APLICAÇÃO DO MODELO DE ANÁLISE DE RESERVATÓRIOS

O modelo de análise de reservatórios escolhido para analisar a influência de reservatórios em vazões de cheia foi o formulado por Volpi *et al.* (2018), por ser um método analítico e empregar o HU como modelo de resposta chuva-vazão. A sua simplicidade de aplicação pode ser um diferencial na pré-seleção de alternativas locais acerca de reservatórios de contenção de cheias, dispensando análises mais robustas principalmente nas fases de pré-projeto e concepção.

3.4.1 Formulação conceitual e matemática

O modelo de Volpi *et al.* (2018), resulta da união de dois padrões distintos de avaliação do efeito de reservatórios, os *data-based* e de simulação contínua, pois permite tanto a avaliação pré e pós posicionamento do reservatório em diversas realidades de bacias hidrográficas quanto a variação dos parâmetros hidráulicos da estrutura. O método se baseia na bacia idealizada na Figura 14, onde posiciona-se um reservatório de volume W^* na área A da bacia.

Figura 14 – Bacia hipotética na qual baseia-se o modelo, sendo: A_R a área da bacia drenada pelo reservatório [L^2], A_L a área da bacia lateral [L^2], Q_i a vazão de entrada no reservatório [L^3/T], Q_R a vazão de saída do reservatório [L^3/T], Q_L a vazão de contribuição da bacia lateral [L^3/T], Q a vazão no exutório [L^3/T], L_R a distância do reservatório até o exutório ao longo do rio principal [L], W^* o volume de armazenamento do reservatório [L^3] e τ_R o tempo de retardo da onda de cheia que sai do reservatório [T].



Fonte: Adaptado de Volpi *et al.* (2018).

A resposta hidrológica da bacia a eventos de chuva-vazão em condições naturais é contabilizada realizando-se a convolução da chuva efetiva com o HU de Nash (1957), através da Equação 1 e Equação 19 e a área total A . Na forma adimensional, a vazão no exutório em condições naturais pode ser calculada em função dos parâmetros do HU n , k e *lag time*, λ , da duração da chuva, t_p , e do coeficiente da curva Intensidade-Duração-Frequência (IDF), ω :

$$\frac{Q'(t')}{(t'_p)^{\omega-1}} = \begin{cases} \phi(t'), & t' \leq t'_p \\ \phi(t') - \phi(t' - t'_p), & t' > t'_p \end{cases} \quad (39)$$

$$\phi(t') = 1 - \frac{\Gamma(n, nt')}{\Gamma(n)} \quad (40)$$

onde ϕ é a função que define a forma do hidrograma de resposta, uma gama incompleta, $t' = t/\lambda$, $t'_p = t_p/\lambda$ e Q' é a vazão de saída na condição natural.

Após a construção do reservatório, no entanto, a resposta se dará pela soma da vazão de saída do reservatório, atenuada pela ação do armazenamento e condições de operação da barragem, e vazão da bacia lateral, o que gera um retardo no hidrograma de saída do reservatório, τ_R , calculado em função da distância do reservatório ao exutório L_R e velocidade média do canal, v :

$$\tau_R = L_R/v \quad (41)$$

onde τ_R é o tempo de retardo do hidrograma de saída [T], L_R é distância do reservatório até o exutório [L] e v é a velocidade média do canal [L/T].

Sendo assim, de acordo com a Figura 14, o pico do hidrograma total tende a ser reduzido em comparação às condições naturais, devido às condições geomorfológicas e físicas da bacia, às características do reservatório e ao seu posicionamento ao longo do rio. Quanto à resposta da bacia lateral de área A_L e a montante do reservatório, A_R , propõem a derivação dos HUs de forma a considerar o posicionamento do reservatório:

$$u_L(t) = \begin{cases} \frac{u(t) - A'_R u_R(t - \tau_R)}{1 - A'_R}, & 0 < A_R < A \\ 0, & A_R = A \end{cases} \quad (42)$$

$$u_R(t) = \frac{1}{A_R} u(t|t > \tau_R) \quad (43)$$

onde u_L é o HU da bacia lateral [T⁻¹], u_R é o HU da bacia à montante do reservatório [T⁻¹] e $A'_R = A_R/A$ é o coeficiente de área.

Por sua vez, determinação do hidrograma de saída do reservatório se dá pela resolução da equação da continuidade, sabendo-se a vazão de entrada, calculada pela convolução do HU obtido através da Equação 43 com a chuva e as características do reservatório:

$$Q_i(t) - Q_R(t) = \begin{cases} \frac{dW(t)}{dt}, & W(t) \leq W^* \\ 0, & W(t) > W^* \end{cases} \quad (44)$$

onde W [L³] é o volume armazenado no reservatório e W^* é a limitação de armazenamento de reservatório em que a diferença entre vazões de entrada e saída é nula.

Considerando-se uma relação linear entre a vazão de saída e o volume armazenado, Q_R pode ser aproximada por:

$$Q_R = W/K \quad (45)$$

$$K = \frac{A_i}{CB} \quad (46)$$

onde K [T] é o coeficiente de armazenamento, A_i é a área inundada do reservatório [L²], C é o coeficiente de descarga do vertedouro [L/T] e B é a largura do vertedouro [L].

Dessa forma, a primeira linha da Equação 44 pode ser solucionada analiticamente, obtendo-se a vazão de saída do reservatório Q'_R em termos adimensionais:

$$\frac{Q'_R(t')}{\rho^{-n}(t'_p)^{\omega-1}} = \begin{cases} \rho^n [\phi(t' + \tau'_R) - \phi(\tau'_R)] + e^{-\frac{t'+\tau'_R}{K'}} \\ [\phi(\rho\tau'_R) - \phi(\rho(t' + \tau'_R))], & t' \leq t'_p \\ \rho^n [\phi(t' + \tau'_R) - \phi(t' - t'_p + \tau'_R)] + \\ e^{-\frac{t'+\tau'_R}{K'}} [\phi(\rho\tau'_R) - \phi(\rho(t' + \tau'_R))] - e^{-\frac{t'-t'_p+\tau'_R}{K'}} \\ [\phi(\rho\tau'_R) - \phi(\rho(t' - t'_p + \tau'_R))], & t' > t'_p \end{cases} \quad (47)$$

$$\rho = 1 - \frac{1}{K'n} \quad (48)$$

onde $\tau'_R = \tau_R/\lambda$ e $K' = K/\lambda$ e Q'_R é a vazão de saída do reservatório.

O cálculo da resposta da bacia lateral seguirá o mesmo princípio da situação natural, porém, substituindo-se a área e o HU por A_L e u_L na Equação 1. Normalizando-se as variáveis

pelo *lag time* tal qual nas condições naturais e na determinação da vazão de saída do reservatório, tem-se:

$$\frac{Q'_L(t')}{(t'_p)^{\omega-1}} = \begin{cases} \phi(t'), & t' \leq t'_p, t' < \tau'_R \\ \phi(t') - \phi(t' - t'_p), & t' > t'_p, t' < \tau'_R \\ \phi(\tau'_R), & t' \leq t'_p, t' \geq \tau'_R \\ \phi(\tau'_R) - \phi(t' - t'_p), & t' > t'_p, t' \geq \tau'_R, t' < (t'_p + \tau'_R) \end{cases} \quad (49)$$

Por fim, a resposta total da bacia, considerando-se a construção de um reservatório ao longo do rio principal é resultado da soma das Equações 47 e 49. A posição ótima do reservatório será aquela em que haverá a maior atenuação de cheias (Q'_{max}) e tempo de duração da chuva (θ_R), obtidas utilizando-se o mesmo algoritmo de otimização empregado na calibração dos HU.

3.4.2 Curva IDF

Um dos parâmetros de entrada do modelo de análise de reservatórios, além dos dados do HU, é o coeficiente da curva IDF. No modelo sintético, considera-se um evento retangular de duração t_p com intensidade a ser extraída de uma curva IDF, gerando assim uma chuva média, a qual assume-se cair uniformemente na bacia. Tendo em vista esses aspectos, a curva IDF adotada para a bacia do Itajaí foi a ajustada por Back, Henn e Oliveira (2011):

$$i = \frac{328.2T^{0,167}}{t_p^{0,6269}}, 120 \leq t \leq 1440 \text{ min} \quad (50)$$

onde i é a intensidade de precipitação [mm/h], T é o tempo de retorno [anos], t_p é o tempo de duração da chuva [min].

O coeficiente da curva, ω , a ser empregado no modelo trata-se do expoente do denominador da curva IDF ajustada para a Itália, local onde foi formulada a metodologia, e pode ser convertido para a equação do Itajaí através da relação obtida ao comparar-se o ajuste da equação para as duas localidades:

$$\omega = 1 - 0,6269 = 0,37 \quad (51)$$

3.4.3 Coeficiente K

O coeficiente K é aquele que determina o tamanho do reservatório a ser analisado em termos da área de inundação, largura do vertedouro e coeficiente de descarga. A Tabela 3 exemplifica alguns coeficientes calculados para reservatórios reais, a partir da Equação 46, considerando-se o coeficiente de descarga do vertedouro, $C = 1,838$ (PORTO, 2006).

Tabela 3 – Valores do coeficiente K para diferentes reservatórios em escala real.

Reservatório [-]	Localidade [-]	Área [km ²]	Vertedouro [m]	K [dias]	Referência [-]
UHE Tucuruí	Tucuruí/PA	3007	460	41,16	Araújo, Lopes e Lustosa (2015)
UHE Itaipú	Foz do Iguaçu/PR	1350	362	23,48	Itaipú (2019)
UHE Itumbiara	Itumbiara/GO	778	90	54,43	ELETROBRÁS (2019)
Barragem Oeste	Taió/SC	9,5	100	0,60	JICA (2011)
Barragem Sul	Ituporanga/SC	8,4	65	0,81	JICA (2011)

Na utilização do modelo sintético na situação da bacia do Itajaí atribuíram-se valores da forma normalizada, K' , iguais a 0,5, 1, 2,5, 5, 10 e 20, sendo que quanto maior o valor de K' , maiores as dimensões do reservatório. A faixa de valores foi definida de forma a compreender desde reservatórios de pequeno e médio porte, até grandes estruturas hidráulicas.

3.4.4 Verificação do modelo de análise de reservatórios

Com o intuito de verificar a implementação da formulação matemática do modelo desenvolvido por Volpi *et al.* (2018), fez-se a verificação dos hidrogramas de resposta a partir dos dados disponíveis no artigo. Sendo assim, foram calibrados os hidrogramas adimensionais

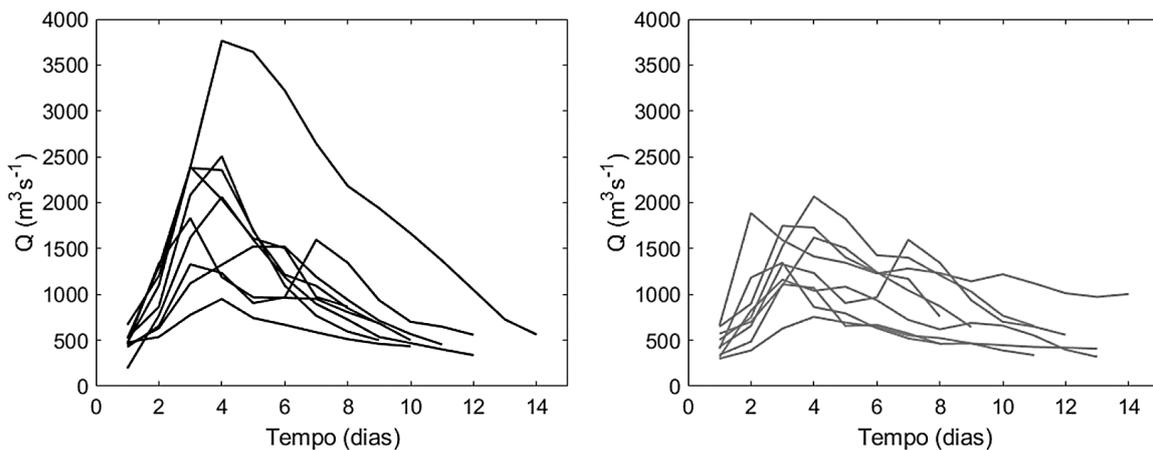
para as condições naturais e com reservatório, considerando-se um reservatório de $K'=0,5$, sem restrições de armazenamento ($W^*=\infty$), coeficiente do HU de Nash $n = 4$, IDF com $\omega = 0,3$ e posições $A'_R = 0,5, 0,8$ e $0,9$.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 CALIBRAÇÃO E VALIDAÇÃO DOS HU

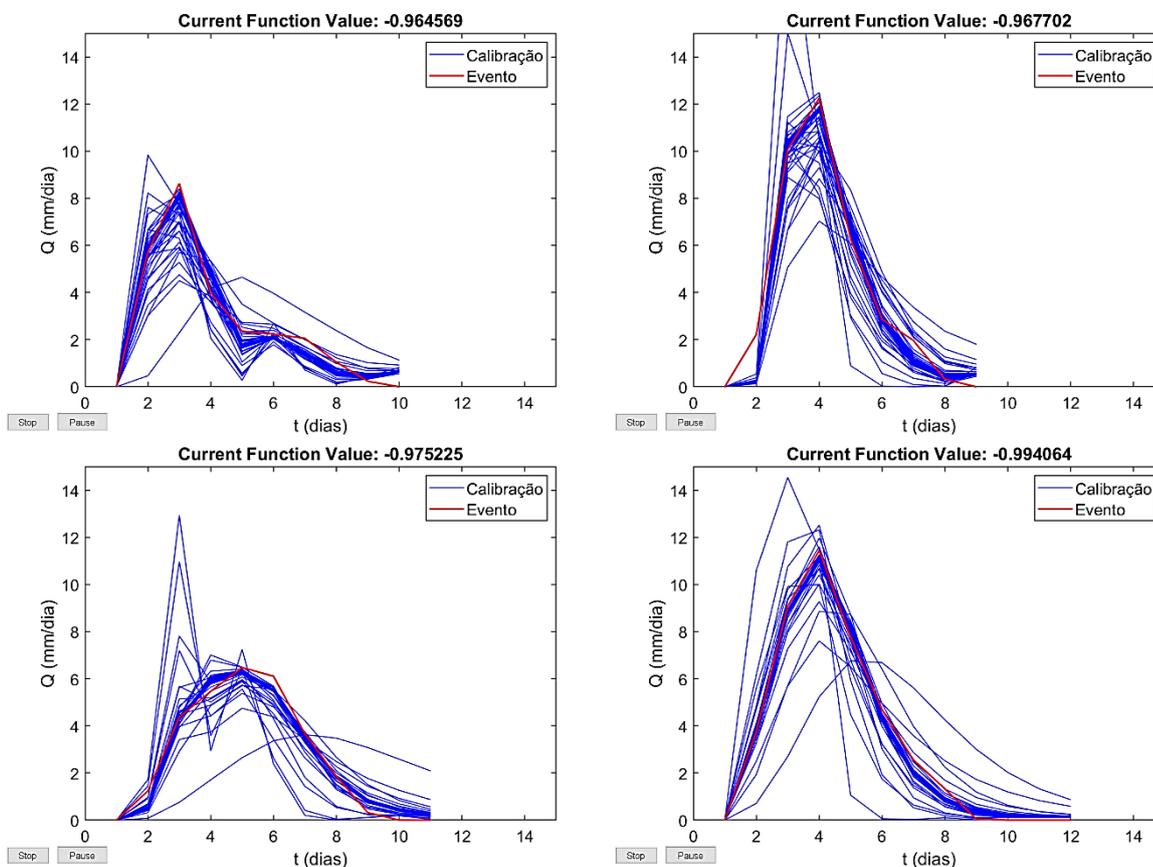
Conforme discutido anteriormente, metade dos eventos selecionados foi utilizado na fase de calibração, enquanto que o restante na validação. As vazões máximas e duração dos eventos variaram entre 756 e 3765 m^3s^{-1} e 8 e 14 dias, respectivamente, segundo ilustrado na Figura 15.

Figura 15 – Eventos utilizados na calibração (em preto) e validação (em cinza).



Realizou-se a calibração variando-se os parâmetros n e k , que dizem respeito ao momento e altura do pico do hidrograma de resposta, variáveis essas que estão diretamente relacionadas ao tempo e vazão de pico (NASH, 1957). O resultado da calibração para alguns dos eventos consta na Figura 16.

Figura 16 – Resultado da calibração dos HU para quatro dos nove eventos seleccionados, em que as curvas em azul representam a calibração e as em vermelho o evento.



Dos nove eventos calibrados, oito obtiveram coeficiente de Nash-Sutcliffe maior que 0,5, conforme resume a Tabela 4. Ainda, percebe-se que o coeficiente n calibrado para cada evento, variou entre 2,67 e 6,98. Embora a variação seja relativamente alta, os valores de n estão dentro da faixa limite estipulada por Rosso (1984) que é de 2 a 8 reservatórios.

Tabela 4 – Resultado da calibração dos parâmetros do HU, onde as células em verde representam os calibrados com coeficiente de Nash-Sutcliffe $> 0,5$ e em vermelho os $< 0,5$.

CN [-]	k [dia ⁻¹]	n [-]	λ [dia]	Nash-Sutcliffe [-]
69,72	0,80	2,87	2,29	0,99
26,40	0,42	3,90	1,64	0,96
45,56	0,70	2,67	1,87	0,97
71,33	1,56	1,83	2,85	0,34
20,90	0,37	4,96	1,83	0,95
73,43	0,25	6,98	1,72	0,68
51,96	0,83	3,21	2,67	0,97
80,81	0,71	3,49	2,49	0,98

CN	k	n	λ	Nash-Sutcliffe
[-]	[dia⁻¹]	[-]	[dia]	[-]
37,31	0,58	3,96	2,29	0,98

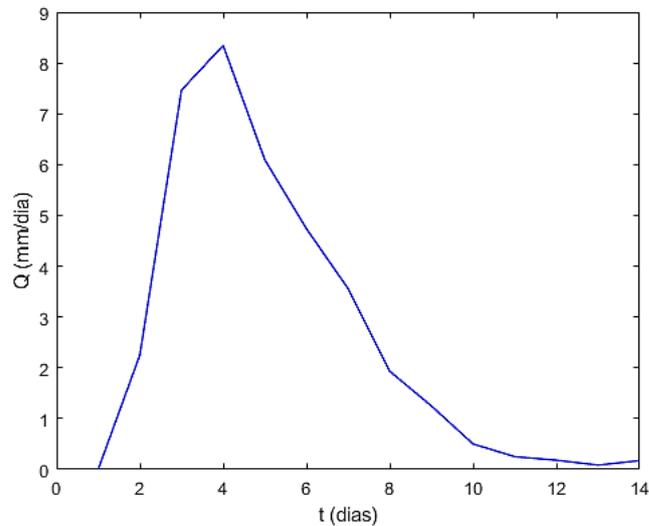
Além disso, deve-se considerar o fato de que os parâmetros n e k são correlacionados, o que pode explicar a diferença entre os parâmetros calibrados para cada evento, bem como da utilização de precipitação interpolada, o que deve adicionar incerteza aos resultados obtidos. Quanto à validação, quatro dos nove eventos obtiveram coeficiente de Nash-Sutcliffe $>0,5$, segundo ilustrado na Tabela 5.

Tabela 5 – Resultado da validação dos parâmetros do HU, onde as células em verde representam os calibrados com coeficiente de Nash-Sutcliffe $> 0,5$ e em vermelho os $< 0,5$.

CN	k	n	λ	Nash-Sutcliffe
[-]	[dia⁻¹]	[-]	[dia]	[-]
55,96	0,58	4,00	2,33	0,77
40,97	0,58	4,00	2,33	0,65
69,59	0,58	4,00	2,33	0,93
53,91	0,58	4,00	2,33	0,84
23,66	0,58	4,00	2,33	1,66
34,68	0,58	4,00	2,33	0,20
35,62	0,58	4,00	2,33	0,36
20,03	0,58	4,00	2,33	-0,53
39,58	0,58	4,00	2,33	0,45

Baseando-se nos coeficientes calibrados, com Nash $> 0,5$, calculou-se o HU médio da bacia estudada, representado pela Figura 17. Os coeficientes do HU médio, n , k e λ encontrados foram, respectivamente, 4, 0,58 dias⁻¹ 2,33 dias.

Figura 17 – HU médio da bacia, com $n = 4$, $k = 0,58$ e $\lambda = 2,33$ dias.



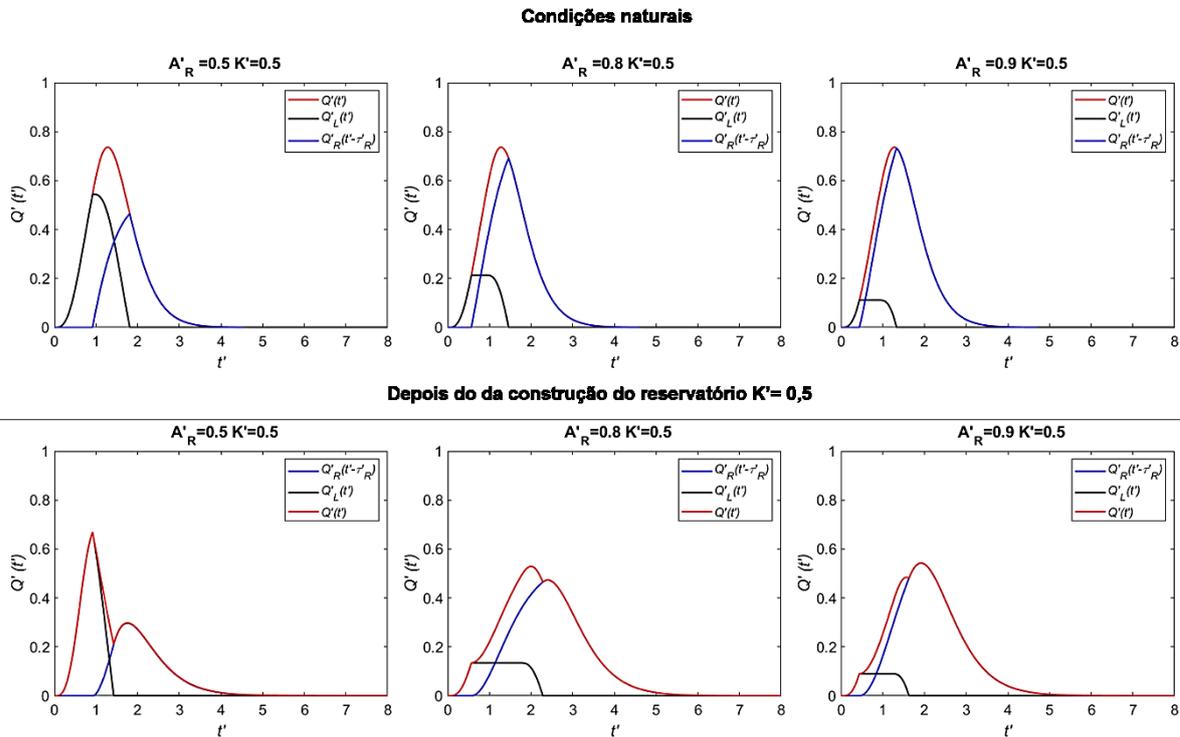
O HU médio calculado aponta que, para os eventos máximos considerados, o tempo de duração do escoamento superficial na bacia é de aproximadamente oito dias. A vazão de pico calculada foi de 8,3 mm/dia ou 3473 m³/s, que condiz em ordem de grandeza com a magnitude dos eventos máximos utilizados na calibração.

4.2 AVALIAÇÃO DO EFEITO DE RESERVATÓRIOS EM VAZÕES DE CHEIA

4.2.1 Verificação do modelo

Conforme apresentado na Figura 18, percebe-se que os hidrogramas calculados se assemelham aos obtidos por Volpi *et al.* (2018), tanto em forma quanto na magnitude dos picos de vazão, conforme ilustra a Tabela 6. A maximização da duração do evento de precipitação, θ_R , também resultou em durações de chuva similares. No caso onde há reservatório a vazão é atenuada nas três situações, conforme a área de contribuição da bacia drenada pelo reservatório aumenta.

Figura 18 – Verificação do modelo de avaliação de reservatórios para $A'_R = 0,5, 0,8$ e $0,9$ nas condições naturais e após o reservatório.



Ainda pode-se constatar que, com o aumento de área drenada do reservatório, a vazão de pico total passa a ser função da área A_R já que esta passa a ser maior que a área da bacia lateral, A_L . Analogamente, o tempo de duração do evento de precipitação da bacia como um todo será governado também pela bacia A_R .

Tabela 6 – Duração e vazões máximas dos eventos chuva-vazão maximizados para $K'=0,5$.

Condição	A'_R	$Q'_{\text{máx}}$	θ_R	θ_R Volpi	Erro
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[%]
Natural	-	0,74	0,89	0,89	0,00
	0,5	0,67	0,51	0,51	0,00
Reservatório	0,8	0,53	1,71	1,72	0,58
	0,9	0,54	1,19	1,20	0,83

Por fim em condições naturais, como é esperado, não há alteração nas vazões de cheia, e nota-se apenas uma diferença na combinação dos hidrogramas da bacia lateral e anteriores ao reservatório ao aumentar-se o A'_R , por conta da derivação dos HU conforme as Equações 42 e 43.

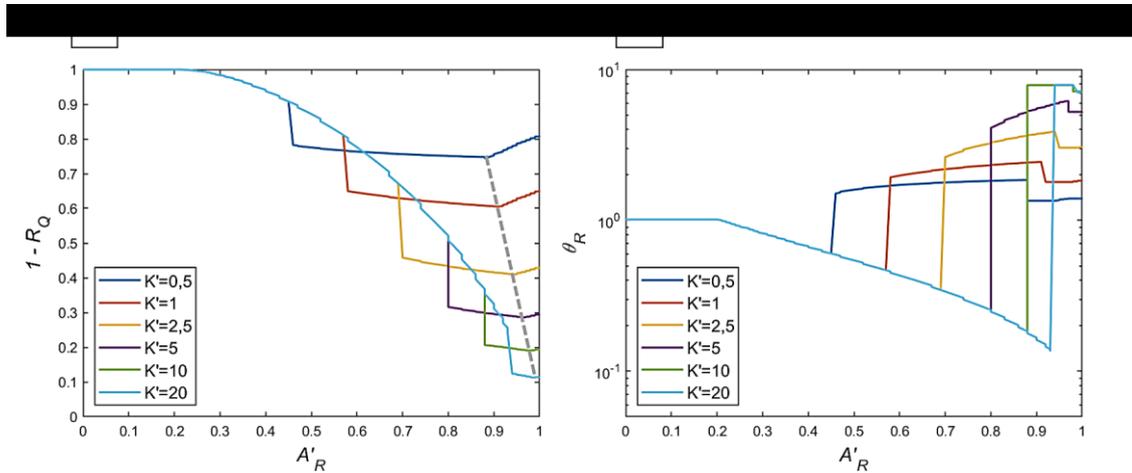
4.2.2 Aplicação do modelo para as condições de estudo

Após a implementação computacional do modelo e sua verificação, procedeu-se à aplicação do modelo para as condições da bacia de estudo. Para isso, considerou-se a situação hipotética de não haver disponibilidade de dados suficiente para realizar uma análise completa da resposta hidrológica do rio Itajaí ao posicionar-se um reservatório ao longo de vários trechos de sua extensão. Isso implica na possibilidade de utilização do modelo sintético proposto por Volpi *et al.* (2018), enquanto forma de análise simplificada e exploratória.

Nesse cenário, os únicos parâmetros de entrada necessários são: o coeficiente da curva IDF $\omega = 0,37$, número de reservatórios lineares do HU, $n = 4$, o coeficiente que determina o tamanho do reservatório e as características da barragem na sua forma adimensional, K' , e a área de drenagem do reservatório em relação a área total A'_R . Assim sendo, foram arbitradas posições de reservatório variando entre 0 e 1, bem como reservatórios de $K' = 0,5, 1, 2,5, 5, 10$ e 20 para explorar diversas configurações de tamanho e posição longo do rio e observar as respectivas variações na resposta hidrológica.

Os resultados são apresentados em função da atenuação relativa, $1 - R_Q$, entre as vazões máximas na condição natural e com reservatório com $R_Q = (Q'_{max\ nat} - Q'_{max\ res}) / Q'_{max\ nat}$, e da duração crítica do evento de precipitação θ_R , segundo a Figura 19. Ao observar-se a Figura 19 A, nota-se que há três padrões de comportamento de R_Q ao longo da bacia. Num primeiro momento, onde a posição do reservatório é distante do exutório, a atenuação de cheias é governada apenas pela bacia lateral e, conseqüentemente, tende a diminuir. No segundo estágio a área drenada pelo reservatório aumenta e passa a contribuir de forma mais significativa, diminuindo a magnitude da queda de $1 - R_Q$, devido à ação do controle de cheias do reservatório.

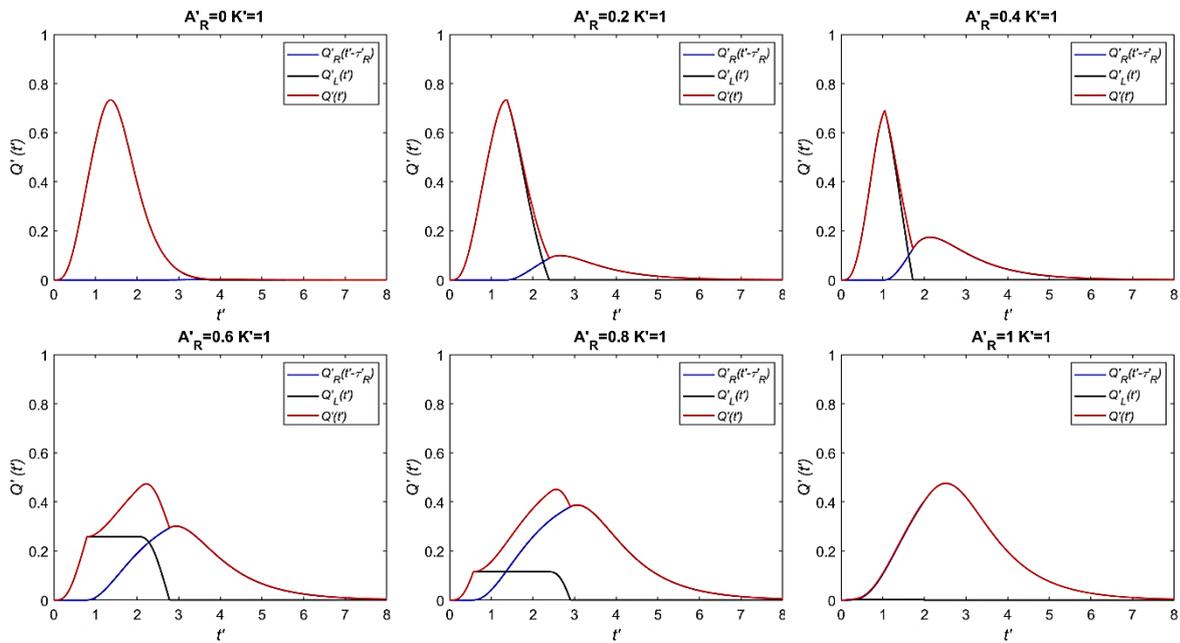
Figura 19 – Atenuação relativa de cheias (A) e duração máxima do evento de precipitação (B) em função da posição e dimensões do reservatório, a linha tracejada indica a posição ótima.



A transição do primeiro para o segundo estágio pode ser atestada pelo primeiro pulso da duração da chuva θ_R , ilustrado na Figura 19 B, que também cresce com o aumento da área A'_R . Já no terceiro estágio, no qual a área drenada pelo reservatório ocupa aproximadamente a totalidade da área da bacia ($0,9 < A'_R < 1,0$), R_Q atinge seu máximo assim como a duração crítica da chuva, sendo esta a faixa ótima para alocação de um reservatório para contenção de cheias, delimitada na Figura 19 A pela linha tracejada que une os pontos de inflexão de cada uma das curvas obtidas.

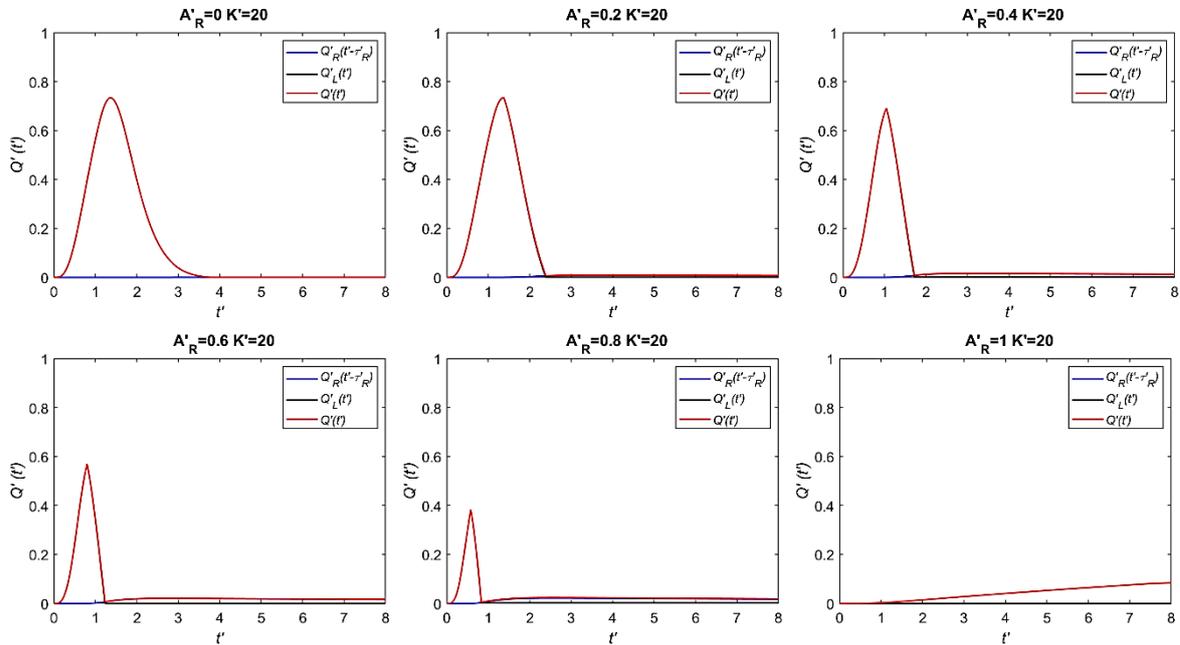
A variação na resposta hidrológica fica mais evidente ao comparar-se os hidrogramas individuais para diferentes coeficientes de área. Um exemplo encontra-se ilustrado na Figura 20, para $K'=1$. Nela, percebe-se que no instante $A'_R = 0$, o hidrograma Q' da saída do exutório é composto somente pela contribuição da bacia lateral Q'_L . À medida que a área de drenagem do reservatório aumenta, o pico do hidrograma é atenuado devido a geração do hidrograma com tempo de retardo τ'_R e o pico do hidrograma lateral diminui. Ao chegar-se em $A'_R = 1$, tem-se o hidrograma de saída apenas em função de Q'_R .

Figura 20 – Hidrogramas de resposta para diferentes posições ao longo do rio principal, sendo $Q' = Q'_R(t' - \tau'_R) + Q'_L(t')$ e $K' = 1$.



Variando-se o posicionamento, percebe-se que conforme o coeficiente de área aumenta, menor será o pico, tal qual ilustrado no exemplo anterior. No entanto, na situação em que é posicionado um reservatório de maiores dimensões, o pico é notavelmente mais acentuado, segundo ilustrado na Figura 21.

Figura 21 – Hidrogramas de resposta para diferentes posições ao longo do rio principal, sendo $Q' = Q'_R(t' - \tau'_R) + Q'_L(t')$ e $K' = 20$.



Outra consideração importante é quanto às dimensões do reservatório. Embora reservatórios de grandes dimensões, ou seja, maior K' , forneçam as melhores condições para atenuação de cheias, o intervalo de possibilidades para posicionamento da barragem tende a ser reduzido, tal qual observado na Figura 19 A. Vale ressaltar que no cenário simulado considerou-se que não há restrições quanto à capacidade do reservatório ($W^* = \infty$), algo que na fase de projeto e localização pode ser determinante. Além disso, tem-se como limitações o fato de o modelo considerar a propagação de cheia no reservatório como linear, algo que não se observa na prática, e a precipitação que é tida como uniforme em toda a bacia.

Diferentemente dos métodos *data-based* (GAO *et al.*, 2009; RICHTER *et al.*, 1996) e de simulação (AYALEW *et al.*, 2017; AYALEW; KRAJEWSKI; MANTILLA, 2013) previamente demonstrados, o método de Volpi *et al.* (2018) apresenta como principal vantagem a possibilidade de ser utilizado como método de dimensionamento visto que um dos parâmetros de entrada, K' , depende diretamente da área de inundação do reservatório, Ω e da largura do vertedouro, B . Adiciona-se a isso o fato de ser baseado na teoria do HU, o que imprime ao método a possibilidade de generalização para diferentes bacias onde não há disponibilidade de dados.

5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Este trabalho se propôs a analisar o efeito de reservatórios em vazões de cheia na bacia do Itajaí utilizando-se o método híbrido desenvolvido por Volpi *et al.* (2018) que tem como uma de suas principais ferramentas o hidrograma unitário. O método foi aplicado de forma a compreender reservatórios de pequenas a grandes dimensões, maximizando-se a duração do evento de precipitação para que a maior atenuação de cheias fosse alcançada.

Mesmo que aplicado apenas de maneira sintética, o método demonstrou-se viável para utilização em cenário de estimativa prévia do melhor posicionamento do reservatório que, por sua vez, tende a ser próximo do exutório, na faixa de A'_R entre 0,8 e 1,0 para todos os cenários estudados. Os resultados encontrados demonstram que o modelo tem potencial para servir de apoio na estimativa prévia do posicionamento de reservatórios para atenuação de cheias, já que possui poucos parâmetros de entrada e pode ser solucionado de forma analítica.

Ademais, pode também servir de subsídio para análises posteriores com modelos mais robustos e sofisticados e até mesmo proporcionar uma estimativa inicial das dimensões de vertedouro e área inundada, algo que determinados modelos do mesmo estilo não são capazes de reproduzir. Em se tratando das limitações do modelo, a derivação dos HUs da bacia lateral e montante do reservatório em função da área e o fato de o evento de precipitação ser considerado como uma fração da chuva média pode subestimar ou superestimar a geração de escoamento no exutório.

A relação de linearidade entre a vazão de saída do reservatório Q_R e o volume armazenado é outra simplificação que tende a superestimar a atenuação de cheias já que, nesse caso, desconsidera-se o efeito do tempo de retorno. Por conta disso, recomenda-se a avaliação do modelo para um ajuste de vazão de saída do reservatório não linear, como forma de comparação. Outra análise que poder realizada para confrontar os resultados do método é a aplicação de modelos mais complexos para o mesmo cenário

Quanto ao HU, estimou-se o hidrograma médio através da média das ordenadas dos HUs de cada evento para uma série de dados relativamente curta, 18 anos, e com discretização temporal diária. A utilização de séries maiores e com menores passos de tempo pode contribuir na determinação dos parâmetros do HU deixando-os mais fidedignos à realidade da bacia de estudo. Por fim, o modelo ainda pode ser aprimorado se forem incluídas as características

geomorfológicas para definir os HU laterais, não apenas a área. Isso poderia ser feito utilizando a *widht-function*.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS (ANA). **Relatório de segurança de barragens 2017**. Brasília, DF, 2017. Disponível em: www.ana.gov.br.
- AGÊNCIA NACIONAL DE ENERGIA ELÉTRICA (ANEEL). **Sistema de Informações Geográficas do Setor Elétrico (SIGEL)**. 2019. Disponível em: <https://sigel.aneel.gov.br/portal/home/>. Acesso em: 04 dez. 2019.
- ARNELL, N. W.; GOSLING, S. N. The impacts of climate change on river flood risk at the global scale. **Climatic Change**, v. 134, n. 3, p. 387–401, 2016.
- ARAÚJO, A. L.; LOPES, M. L.; PEREIRA, G. M. Trinta anos de operação das 23 comportas do vertedouro da UHE Tucuruí. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 30., 2015, Foz do Iguaçu, Pr. **Anais...** [s.l.]: Cbdb, 2015. p. 1 - 13.
- AYALEW, T. B.; KRAJEWSKI, W. F.; MANTILLA, R.; WRIGHT, D. B.; SMALL, S. J. Effect of Spatially Distributed Small Dams on Flood Frequency: Insights from the Soap Creek Watershed. **Journal of Hydrologic Engineering**, v. 22, n. 7, p. 04017011, jul. 2017.
- AYALEW, T. B.; KRAJEWSKI, W. F.; MANTILLA, R. Exploring the Effect of Reservoir Storage on Peak Discharge Frequency. **Journal of Hydrologic Engineering**, v. 18, n. 12, p. 1697–1708, dez. 2013.
- AYALEW, T. B.; KRAJEWSKI, W. F.; MANTILLA, R. Insights into expected changes in regulated flood frequencies due to the spatial configuration of flood retention ponds. **Journal of Hydrologic Engineering**, v. 20, n. 10, p. 1–10, 2015.
- BACK, Á. J.; HENN, A.; OLIVEIRA, J. L. R. Heavy rainfall equations for Santa Catarina, Brazil. **Revista Brasileira de Ciência do Solo**, v. 35, n. 6, p. 2127–2134, 2011.
- BATALLA, R. J.; GÓMEZ, C. M.; KONDOLF, G. M. Reservoir-induced hydrological changes in the Ebro River basin (NE Spain). *Journal of Hydrology*, v. 290, n. 1–2, p. 117–136, 2004.
- BAXTER, R. M. Environmental Effects of Dams and Impoundments. **Annual Review of Ecology and Systematics**, v. 8, n. 1, p. 255–283, nov. 1977.
- BERTOLA, M.; VIGLIONE, A.; BLÖSCHL, G. Informed attribution of flood changes to decadal variation of atmospheric, catchment and river drivers in Upper Austria. **Journal of Hydrology**, v. 577, n. November 2018, p. 123919, 2019.
- BEVEN, K. Changing ideas in hydrology — The case of physically-based models. **Journal of Hydrology**, v. 105, n. 1–2, p. 157–172, jan. 1989.

- BEVEN, K. **Rainfall-Runoff Modelling**. Chichester, UK: John Wiley & Sons, Ltd, 2012.
- BHUNYA, P. K.; BERNDTSSON, R.; OJHA, C. S. P.; MISHRA, S. K. Suitability of Gamma, Chi-square, Weibull, and Beta distributions as synthetic unit hydrographs. **Journal of Hydrology**, v. 334, n. 1–2, p. 28–38, 2007.
- BHUNYA, P. K.; BERNDTSSON, R.; SINGH, P. K.; HUBERT, P. Comparison between Weibull and gamma distributions to derive synthetic unit hydrograph using Horton ratios. **Water Resources Research**, v. 44, n. 4, p. 1–17, 2008.
- BHUNYA, P. K. Synthetic Unit Hydrograph Methods: A Critical Review. **The Open Hydrology Journal**, v. 5, n. 1, p. 1–8, 2011.
- BHUNYA, P.; PANDA, S.; GOEL, M. Synthetic Unit Hydrograph Methods: A Critical Review. **Open Hydrology Journal**, v. 5, p. 1–8, 2011.
- BHUYAN, M. K.; KUMAR, S.; JENA, J.; BHUNYA, P. K. Flood Hydrograph with Synthetic Unit Hydrograph Routing. **Water Resources Management**, v. 29, n. 15, p. 5765–5782, 29 dez. 2015.
- BLACK, A. R.; ROWAN, J. S.; DUCK, R. W.; BRAGG, O. M.; CLELLAND, B. E. DHRAM: A method for classifying river flow regime alterations for the EC Water Framework Directive. **Aquatic Conservation: Marine and Freshwater Ecosystems**, v. 15, n. 5, p. 427–446, 2005.
- BLÖSCHL, G.; GAÁL, L.; HALL, J.; KISS, A.; KOMMA, J.; NESTER, T.; PARAJKA, J.; PERDIGÃO, R. A. P.; PLAVCOVÁ, L.; ROGGER, M.; SALINAS, J. L.; VIGLIONE, A. Increasing river floods: fiction or reality? **Wiley Interdisciplinary Reviews: Water**, v. 2, n. 4, p. 329–344, 2015.
- BOUGHTON, W. A review of the USDA SCS curve number method. **Soil Research**, v. 27, n. 3, p. 511, 1989.
- BRAS, R. L. **Hydrology An Introduction to Hydrologic Science**. [s.l.] Addison-Wesley series in civil engineering, 1990.
- BRUTSAERT, W. **Hydrology: an introduction**. 1. ed. Cambridge, UK: Cambridge University Press, 2005. v. 43
- CEOLA, S.; LAIO, F.; MONTANARI, A. Satellite nighttime lights reveal increasing human exposure to floods worldwide. **Geophysical Research Letters**, v. 41, n. 20, p. 7184–7190, 2014.
- CEPED/UFSC. **Atlas brasileiro de desastres naturais: 1991 a 2012**. 2. ed. Florianópolis: Editora UFSC, 2013.
- CHEN, L.; SUN, C.; WANG, G.; XIE, H.; SHEN, Z. Event-based nonpoint source pollution prediction in a scarce data catchment. **Journal of Hydrology**, v. 552, p. 13–27, set. 2017.

CHENG, J.; XU, L.; WANG, X.; JIANG, J.; YOU, H. Assessment of hydrologic alteration induced by the Three Gorges Dam in Dongting Lake, China. **River Research and Applications**, v. 34, n. 7, p. 686–696, 2018.

CHOW, V.; MAIDMENT, D.; MAYS, L. **Applied Hydrology**. Cingapura: Mcgraw-hill, 1988.

CLARK, C. O. Storage and the Unit Hydrograph. **Transactions of the American Society of Civil Engineers**, v. 110, n. 1, p. 1419–1946, 1945.

CLARKE, R. T. A review of some mathematical models used in hydrology, with observations on their calibration and use. **Journal of Hydrology**, v. 19, n. 1, p. 1–20, 1973.

CLEVELAND, T. G.; THOMPSON, D. B.; FANG, X.; HE, X. Synthesis of Unit Hydrographs from a Digital Elevation Model. **Journal of Irrigation and Drainage Engineering**, 2008.

COLLIER, M.; WEBB, R. H.; SCHMIDT, J. C. Dams and rivers: a primer on the downstream effects of dams. **US Geological Survey Circular**, 1996.

COLLISCHONN, W.; DORNELLES, F. **Hidrologia para engenharias e ciências ambientais**. Porto Alegre: ABRH, 2013.

COLLISCHONN, W.; FAN, F. M. Defining parameters for Eckhardt's digital baseflow filter. **Hydrological Processes**, v. 27, n. 18, p. 2614–2622, 2013.

CRAWFORD, N. H.; LINSLEY, R. K. **Digital simulation in hydrology: Stanford Watershed Model IV**. Stanford: Stanford University, 1966.

CUDENNEC, C. On width function-based unit hydrographs deduced from separately random self-similar river networks and rainfall variability. Discussion of "Coding random self-similar river networks and calculating geometric distances: 1. General methodology" and "2. App. **Hydrological Sciences Journal**, v. 52, n. 1, p. 230–237, 2007.

DE GONZALO, C.; ROBREDO, J. C.; MINTEGUI, J. Á. Semidistributed Hydrologic Model for Flood Risk Assessment in the Pejibaye River Basin, Costa Rica. **Journal of Hydrologic Engineering**, v. 17, n. 12, p. 1333–1344, dez. 2012.

DEVIA, G. K.; GANASRI, B. P.; DWARAKISH, G. S. A Review on Hydrological Models. **Aquatic Procedia**, v. 4, p. 1001–1007, 2015.

DI LAZZARO, M. Regional analysis of storm hydrographs in the Rescaled Width Function framework. **Journal of Hydrology**, v. 373, n. 3–4, p. 352–365, 2009.

DIAS, M. A. **As chuvas de novembro de 2008 em Santa Catarina : um estudo de caso visando à melhoria do monitoramento e da previsão de eventos extremos**. São José dos Campos, 2009.

DÖLL, P.; FIEDLER, K.; ZHANG, J. Global-scale analysis of river flow alterations due to water withdrawals and reservoirs. **Hydrology and Earth System Sciences**, v. 13, n. 12, p. 2413–2432, 2009.

ECKHARDT, K. How to construct recursive digital filters for baseflow separation. **Hydrological Processes**, v. 19, n. 2, p. 507–515, 2005.

ELETRÓBRÁS FURNAS. **Usina de Itumbiara - 2.082 MW**. 2019. Disponível em: <https://www.furnas.com.br/subsecao/121/usina-de-itumbiara---2082-mw?culture=pt>. Acesso em: 17 nov. 2019

FLEISCHMANN, A.; COLLISCHONN, W.; PAIVA, R.; TUCCI, C. E. Modeling the role of reservoirs versus floodplains on large-scale river hydrodynamics. **Natural Hazards**, v. 99, n. 2, p. 1075–1104, 24 nov. 2019.

FOLEY, M. M.; BELLMORE, J. R.; O’CONNOR, J. E.; DUDA, J. J.; EAST, A. E.; GRANT, G. E.; ANDERSON, C. W.; BOUNTRY, J. A.; COLLINS, M. J.; CONNOLLY, P. J.; CRAIG, L. S.; EVANS, J. E.; GREENE, S. L.; MAGILLIGAN, F. J.; MAGIRL, C. S.; MAJOR, J. J.; PESS, G. R.; RANDLE, T. J.; SHAFROTH, P. B.; TORGERSEN, C. E.; TULLOS, D.; WILCOX, A. C. Dam removal: Listening in. **Water Resources Research**, v. 53, n. 7, p. 5229–5246, 2017.

GAO, H.; BIRKETT, C.; LETTENMAIER, D. P. Global monitoring of large reservoir storage from satellite remote sensing. **Water Resources Research**, v. 48, n. 9, p. 1–12, 2012.

GAO, Y.; VOGEL, R. M.; KROLL, C. N.; POFF, N. L.; OLDEN, J. D. Development of representative indicators of hydrologic alteration. **Journal of Hydrology**, v. 374, n. 1–2, p. 136–147, 2009.

GRAF, W. L. Downstream hydrologic and geomorphic effects of large dams on American rivers. **Geomorphology**, v. 79, n. 3–4, p. 336–360, set. 2006.

GRAY, D. M. Synthetic Unit Hydrographs for Small Watersheds. **Journal of the Hydraulics Division**, v. 87, n. 4, p. 33–54, 1961.

GRILL, G.; LEHNER, B.; THIEME, M.; GEENEN, B.; TICKNER, D.; ANTONELLI, F.; BABU, S.; BORRELLI, P.; CHENG, L.; CROCHETIERE, H.; EHALT MACEDO, H.; FILGUEIRAS, R.; GOICHOT, M.; HIGGINS, J.; HOGAN, Z.; LIP, B.; MCCLAIN, M. E.; MENG, J.; MULLIGAN, M.; NILSSON, C.; OLDEN, J. D.; OPPERMAN, J. J.; PETRY, P.; REIDY LIERMANN, C.; SÁENZ, L.; SALINAS-RODRÍGUEZ, S.; SCHELLE, P.; SCHMITT, R. J. P.; SNIDER, J.; TAN, F.; TOCKNER, K.; VALDUJO, P. H.; VAN SOESBERGEN, A.; ZARFL, C. Mapping the world’s free-flowing rivers. **Nature**, v. 569, n. 7755, p. 215–221, 2019.

GUPTA, V. J.; WAYMIRE, E.; RODRIGUEZ-ITURBE, I. On scales, gravity and network structure in basin runoff. In: GUPTA, V. K.; RODRIGUEZ-ITURBE, I.; WOOD, E. F. (Eds.). . **Scale problems in hydrology**. Netherlands: Springer Netherlands, 1986. p. 159–184.

HALL, J.; ARHEIMER, B.; BORGA, M.; BRÁZDIL, R.; CLAPS, P.; KISS, A.; KJELDSSEN, T. R.; KRIAUCIŪNIENĖ, J.; KUNDZEWICZ, Z. W.; LANG, M.; LLASAT, M. C.; MACDONALD, N.; MCINTYRE, N.; MEDIERO, L.; MERZ, B.; MERZ, R.; MOLNAR, P.; MONTANARI, A.; NEUHOLD, C.; PARAJKA, J.; PERDIGÃO, R. A. P.; PLAVCOVÁ, L.; ROGGER, M.; SALINAS, J. L.; SAUQUET, E.; SCHÄR, C.; SZOLGAY, J.; VIGLIONE, A.; BLÖSCHL, G. Understanding flood regime changes in Europe: A state-of-the-art assessment. **Hydrology and Earth System Sciences**, v. 18, n. 7, p. 2735–2772, 2014.

HALLEGATTE, S.; GREEN, C.; NICHOLLS, R. J.; CORFEE-MORLOT, J. Future flood losses in major coastal cities. **Nature Climate Change**, v. 3, n. 9, p. 802–806, 2013.

HILL, D. *A History of Engineering in Classical and Medieval Times*. New York, NY: Routledge, 1984.

HORTON, R. E. Erosional Development of Streams and their Drain- Age Basins; Hydrophysical Approach to Quantitative Morphology. **Bulletin of the Geological Society of America**, v. 56, p. 275–370, 1945.

IBGE. **Sinopse do Censo Demográfico 2010**. Disponível em: <https://www.ibge.gov.br/censo2010/apps/sinopse/>. Acesso em: 13 abr. 2019.

IPCC. **Climate Change, Disaster Risk, and the Urban Poor**. Nova Iorque, NY: The World Bank, 2012.

ITAIPÚ BINACIONAL. **Características Técnicas do Vertedouro**. 2019. Disponível em: <https://www.itaipu.gov.br/energia/caracteristicas-tecnicas-do-vertedouro>. Acesso em: 17 nov. 2019.

JICA. **Estudo Preparatório para o Projeto de Prevenção e Mitigação de Desastres na Bacia do Rio Itajaí: Relatório Final Anexo B - Plano de Mitigação de Cheias**. Itajaí, SC: [s.n.].

JONGMAN, B.; WINSEMIUS, H. C.; AERTS, J. C. J. H.; COUGHLAN DE PEREZ, E.; VAN AALST, M. K.; KRON, W.; WARD, P. J. Declining vulnerability to river floods and the global benefits of adaptation. **Proceedings of the National Academy of Sciences of the United States of America**, v. 112, n. 18, p. E2271–E2280, 2015.

KIM, B. S.; KIM, B. K.; KWON, H. H. Assessment of the impact of climate change on the flow regime of the Han River basin using indicators of hydrologic alteration. **Hydrological Processes**, v. 25, n. 5, p. 691–704, 2011.

- KIRKBY, M. J. Tests of the random network model, and its application to basin hydrology. **Earth Surface Processes**, v. 1, n. 3, p. 197–212, jul. 1976.
- KOTTEK, M.; GRIESER, J.; BECK, C.; RUDOLF, B.; RUBEL, F. World Map of the Köppen-Geiger climate classification updated. **Meteorologische Zeitschrift**, v. 15, n. 3, p. 259–263, 10 jul. 2006.
- KUIL, L.; CARR, G.; VIGLIONE, A.; PRSKAWETZ, A.; BLÖSCHL, G. Conceptualizing socio-hydrological drought processes: The case of the Maya collapse. **Water Resources Research**, v. 52, n. 8, p. 6222–6242, ago. 2016.
- KUNDZEWICZ, Z. W.; KANAE, S.; SENEVIRATNE, S. I.; HANDMER, J.; NICHOLLS, N.; PEDUZZI, P.; MECHLER, R.; BOUWER, L. M.; ARNELL, N.; MACH, K.; MUIRWOOD, R.; BRAKENRIDGE, G. R.; KRON, W.; BENITO, G.; HONDA, Y.; TAKAHASHI, K.; SHERSTYUKOV, B. Flood risk and climate change: global and regional perspectives. **Hydrological Sciences Journal**, v. 59, n. 1, p. 1–28, 2 jan. 2014.
- LAGARIAS, J. C.; REEDS, J. A.; WRIGHT, M. H.; WRIGHT, P. E. Convergence Properties of the Nelder--Mead Simplex Method in Low Dimensions. **SIAM Journal on Optimization**, v. 9, n. 1, p. 112–147, jan. 1998.
- LAMMERSEN, R.; ENGEL, H.; VAN DE LANGEMHEEN, W.; BUIITEVELD, H. Impact of river training and retention measures on flood peaks along the Rhine. **Journal of Hydrology**, v. 267, n. 1–2, p. 115–124, 2002.
- LEHNER, B.; LIERMANN, C. R.; REVENGA, C.; VÖRÖMSMARTY, C.; FEKETE, B.; CROUZET, P.; DÖLL, P.; ENDEJAN, M.; FRENKEN, K.; MAGOME, J.; NILSSON, C.; ROBERTSON, J. C.; RÖDEL, R.; SINDORF, N.; WISSER, D. High-resolution mapping of the world's reservoirs and dams for sustainable river-flow management. **Frontiers in Ecology and the Environment**, v. 9, n. 9, p. 494–502, 2011.
- MAGILLIGAN, F. J.; NISLOW, K. H. Changes in hydrologic regime by dams. **Geomorphology**, v. 71, n. 1–2, p. 61–78, out. 2005.
- MARANI, A.; RIGON, R.; RINALDO, A. A Note on Fractal Channel Networks. **Water Resources Research**, v. 27, n. 12, p. 3041–3049, dez. 1991.
- MARCELINO, E. V.; NUNES, L. H.; KOBİYAMA, M. Mapeamento de risco de desastres naturais do estado de Santa Catarina. **Caminhos de Geografia**, v. 8, n. 17, p. 72–84, 2006.
- MATEO, C. M.; HANASAKI, N.; KOMORI, D.; TANAKA, K.; KIGUCHI, M.; CHAMPATHONG, A.; SUKHAPUNNAPHAN, T.; YAMAZAKI, D.; OKI, T. Assessing the impacts of reservoir operation to floodplain inundation by combining hydrological, reservoir management, and hydrodynamic models. **Water Resources Research**, v. 50, n. 9, p. 7245–7266, set. 2014.
- MATHENY, R. T. M. Maya Lowland Hydraulic Systems. **Science**, v. 193, n. 4254, p. 639–646, 20 ago. 1976.

MEI, X.; DAI, Z.; VAN GELDER, P. H. A. J. M.; GAO, J. Linking Three Gorges Dam and downstream hydrological regimes along the Yangtze River, China. **Earth and Space Science**, v. 2, n. 4, p. 94–106, abr. 2015.

MERZ, B.; HALL, J.; DISSE, M.; SCHUMANN, A. Fluvial flood risk management in a changing world. **Natural Hazards and Earth System Science**, v. 10, n. 3, p. 509–527, 16 mar. 2010.

MERZ, B.; KUNDZEWICZ, Z. W.; DELGADO, J.; HUNDECHA, Y.; KREIBICH, H. Changes in Flood Risk in Europe. In: KUNDZEWICZ, Z. W. (Ed.). **Changes in Flood Risk in Europe**. Oxfordshire: CRC Press, 2012. p. 544.

MIAO, Q. Are We Adapting to Floods? Evidence from Global Flooding Fatalities. **Risk Analysis**, v. 39, n. 6, p. 1298–1313, 2019.

MILLY, P. C. D.; WETHERALD, R. T.; DUNNE, K. A.; DELWORTH, T. L. Increasing risk of great floods in a changing climate. **Nature**, v. 415, n. 6871, p. 514–517, 2002.

MOCKUS, V. Use of storm and watershed characteristics in synthetic hydrograph analysis and application. **US Department of Agriculture, Soil Conservation Service, Latham**, 1957.

MONTALDO, N.; MANCINI, M.; ROSSO, R. Flood hydrograph attenuation induced by a reservoir system: analysis with a distributed rainfall-runoff model. **Hydrological Processes**, v. 18, n. 3, p. 545–563, 28 fev. 2004.

MOORE, J. N.; ARRIGONI, A. S.; WILCOX, A. C. Impacts of Dams on Flow Regimes in Three Headwater Subbasins of the Columbia River Basin, United States. **Journal of the American Water Resources Association**, v. 48, n. 5, p. 925–938, 2012.

MORADKHANI, H.; SOROOSHIAN, S. General Review of Rainfall-Runoff Modeling: Model Calibration, Data Assimilation, and Uncertainty Analysis. In: **Hydrological Modelling and the Water Cycle**. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg, 2008. p. 1–24.

MORIASI, D. N.; ARNOLD, J. G.; VAN LIEW, M. W.; BINGNER, R. L.; HARMEL, R. D.; VEITH, T. L. Model Evaluation Guidelines for Systematic Quantification of Accuracy in Watershed Simulations. **Transactions of the ASABE**, v. 50, n. 3, p. 885–900, 2007.

MUDELSEE, M.; BÖRNGEN, M.; TETZLAFF, G.; GRÜNEWALD, U. No upward trends in the occurrence of extreme floods in central Europe. **Nature**, v. 425, n. 6954, p. 166–169, 2003.

MULLIGAN, M.; SAENZ-CRUZ, L.; VAN SOESBERGEN, A.; SMITH, V. T.; ZURITA, L. **Global dams database and geowiki**. Disponível em: <http://globaldamwatch.org/data/#core_global>.

NADARAJAH, S. Probability models for unit hydrograph derivation. **Journal of Hydrology**, v. 344, n. 3–4, p. 185–189, out. 2007.

NASH, J. E. The form of the instantaneous unit hydrograph. **International Association of Scientific Hydrology**, v. 3, p. 114–121, 1957.

NILSSON, C.; BERGGREN, K. Alterations of Riparian Ecosystems Caused by River Regulation. **BioScience**, v. 50, n. 9, p. 783–792, 2000.

PARAJKA, J.; KOHNOVÁ, S.; BÁLINT, G.; BARBUC, M.; BORGA, M.; CLAPS, P.; CHEVAL, S.; DUMITRESCU, A.; GAUME, E.; HLAVČOVÁ, K.; MERZ, R.; PFAUNDLER, M.; STANCALIE, G.; SZOLGAY, J.; BLÖSCHL, G. Seasonal characteristics of flood regimes across the Alpine-Carpathian range. **Journal of Hydrology**, v. 394, n. 1–2, p. 78–89, 2010.

PECHLIVANIDIS, I. G.; JACKSON, B. M.; MCINTYRE, N. R.; WHEATER, H. S. Catchment scale hydrological modelling: a review of model types, calibration approaches and uncertainty analysis methods in the context of recent developments in technology and applications. **Global NEST Journal**, v. 13, n. 3, p. 193–214, 2011.

PETER, S. J.; DE ARAÚJO, J. C.; ARAÚJO, N. A. M.; HERRMANN, H. J. Flood avalanches in a semiarid basin with a dense reservoir network. **Journal of Hydrology**, v. 512, p. 408–420, 2014.

PHILIP, B. B.; WAYNE, C. H.; BAXTER, E. V.; BEDIANT, B. P.; WAYNE, C. H.; BAXTER, E. V. **Hydrology and Floodplain Analysis**. 5. ed. New York, NY: Pearson, 2012.

PINTER, N.; VAN DER PLOEG, R. R.; SCHWEIGERT, P.; HOEFER, G. Flood magnification on the River Rhine. **Hydrological Processes**, v. 20, n. 1, p. 147–164, 2006.

PORTO, R. **Hidráulica básica**. 4. ed. São Carlos, SP: EESC-USP, 2006.

PRINGLE, C. What is hydrologic connectivity and why is it ecologically important? **Hydrological Processes**, v. 17, n. 13, p. 2685–2689, set. 2003.

REFSGAARD, J. C. Terminology, Modelling Protocol And Classification of Hydrological Model Codes. In: ABBOTT, M. B.; REFSGAARD, J. C. (Eds.). . **Distributed Hydrological Modelling**. Water Science and Technology Library. Dordrecht: Springer Netherlands, 1996. v. 22p. 17–39.

RICHTER, B. D.; BAUMGARTNER, J. V.; POWELL, J.; BRAUN, D. P. A Method for Assessing Hydrologic Alteration within Ecosystems. **Conservation Biology**, v. 10, n. 4, p. 1163–1174, ago. 1996.

RICHTER, B. D.; BAUMGARTNER, J. V.; BRAUN, D. P.; POWELL, J. A spatial assessment of hydrologic alteration within a river network. **Regulated Rivers: Research & Management**, v. 14, n. 4, p. 329–340, jul. 1998.

RIGON, R.; BANCHERI, M.; FORMETTA, G.; DELAVENNE, A. The geomorphological unit hydrograph from a historical-critical perspective. **Earth Surface Processes and Landforms**, v. 41, n. 1, p. 27–37, 2016.

RODRÍGUEZ-ITURBE, I.; VALDÉS, J. B. The geomorphologic structure of hydrologic response. **Water Resources Research**, v. 15, n. 6, p. 1409–1420, dez. 1979.

RODRIGUEZ-ITURBE, I.; RINALDO, A. **Fractal River Basins: Chance and Self-Organization**. 1. ed. Cambridge, UK: Cambridge University Press, 2001.

ROGGER, M.; AGNOLETTI, M.; ALAOUI, A.; BATHURST, J. C.; BODNER, G.; BORGA, M.; CHAPLOT, V.; GALLART, F.; GLATZEL, G.; HALL, J.; HOLDEN, J.; HOLKO, L.; HORN, R.; KISS, A.; KOHNOVÁ, S.; LEITINGER, G.; LENNARTZ, B.; PARAJKA, J.; PERDIGÃO, R.; PETH, S.; PLAVCOVÁ, L.; QUINTON, J. N.; ROBINSON, M.; SALINAS, J. L.; SANTORO, A.; SZOLGAY, J.; TRON, S.; VAN DEN AKKER, J. J. H.; VIGLIONE, A.; BLÖSCHL, G. Land use change impacts on floods at the catchment scale: Challenges and opportunities for future research. **Water Resources Research**, v. 53, n. 7, p. 5209–5219, jul. 2017.

ROSSO, R. Nash Model Relation to Horton Order Ratios. **Water Resources Research**, v. 20, n. 7, p. 914–920, jul. 1984.

SCHMIDT, J. C.; WILCOCK, P. R. Metrics for assessing the downstream effects of dams. **Water Resources Research**, v. 44, n. 4, 2008.

SOIL CONSERVATION SERVICE (SCS). **Urban Hydrology for Small Watersheds Technical Release 55**, 1986.

SECRETARIA DE ESTADO DO DESENVOLVIMENTO SOCIAL (SDS/SC). **Plano Estadual de Recursos Hídricos de Santa Catarina (PERH-SC): Caracterização Geral das Regiões Hidrográficas de Santa Catarina - RH7 Vale do Itajaí**. Florianópolis: Fundação CERTI, 2017.

SEO, Y.; PARK, S. Y.; SCHMIDT, A. R. Implication of the flow resistance formulae on the prediction of flood wave propagation. **Hydrological Sciences Journal**, v. 61, n. 4, p. 683–695, 2016.

SHERMAN, L. K. Streamflow from rainfall by the unit-graph method. **Engineering News-Record**, v. 108, p. 501–505, 1932.

SINGH, P. K.; MISHRA, S. K.; JAIN, M. K. A review of the synthetic unit hydrograph: from the empirical UH to advanced geomorphological methods. **Hydrological Sciences Journal**, v. 59, n. 2, p. 239–261, 2014.

SINGH, S. K. Transmuting Synthetic Unit Hydrographs into Gamma Distribution. **Journal of Hydrologic Engineering**, v. 5, n. 4, p. 380–385, out. 2000.

- SINGH, V. P. **Elementary Hydrology**. 1. ed. New York, NY: Pearson, 1991.
- SINGH, V. P.; CUI, H.; BYRD, A. Sediment Graphs Based on Entropy Theory. **Journal of Hydrologic Engineering**, v. 20, n. 6, p. C4014004, jun. 2014.
- SIQUEIRA, V. A.; SORRIBAS, M. V.; BRAVO, J. M.; COLLISCHONN, W.; MACHADO, A.; LISBOA, V.; GOMES, G.; TRINIDAD, V. Real-time updating of HEC-RAS model for streamflow forecasting using an optimization algorithm. **RBRH**, [s.l.], v. 21, n. 4, p.855-870, 24 out. 2016.
- SNYDER, F. F. Synthetic unit-graphs. **Transactions, American Geophysical Union**, v. 19, n. 1, p. 447, 1938.
- SU, C. H.; COSTELLOE, J. F.; PETERSON, T. J.; WESTERN, A. W. On the structural limitations of recursive digital filters for base flow estimation. **Water Resources Research**, v. 52, n. 6, p. 4745–4764, 2016.
- TAYLOR, A. B.; SCHWARZ, H. E. Unit-hydrograph lag and peak flow related to basin characteristics. **Transactions, American Geophysical Union**, v. 33, n. 2, p. 235, 1952.
- THOMAS, N. W.; ARENAS AMADO, A.; SCHILLING, K. E.; WEBER, L. J. Evaluating the efficacy of distributed detention structures to reduce downstream flooding under variable rainfall, antecedent soil, and structural storage conditions. **Advances in Water Resources**, v. 96, p. 74–87, 2016.
- TODESCHINI, S.; PAPIRI, S.; CIAPONI, C. Stormwater quality control for sustainable urban drainage systems. **International Journal of Sustainable Development and Planning**, v. 9, n. 2, p. 196–210, 30 abr. 2014.
- TODINI, E. Rainfall-runoff modeling - Past, present and future. **Journal of Hydrology**, v. 100, n. 1–3, p. 341–352, 1988.
- TUCCI, C. Parâmetros do Hidrograma Unitário para Bacias Urbanas Brasileiras. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 8, n. 2, p. 195–199, 2003.
- TUCCI, C. E. M. **Hidrologia: Ciência e Aplicação**. Porto Alegre: UFRGS/ABRH, 2012.
- VELDKAMP, T. I. E.; WADA, Y.; AERTS, J. C. J. H.; DÖLL, P.; GOSLING, S. N.; LIU, J.; MASAKI, Y.; OKI, T.; OSTBERG, S.; POKHREL, Y.; SATOH, Y.; KIM, H.; WARD, P. J. Water scarcity hotspots travel downstream due to human interventions in the 20th and 21st century. **Nature Communications**, v. 8, 2017.
- VIGLIONE, A.; MERZ, B.; NGUYEN, D.; PARAJKA, J.; NESTER, T.; BLÖSCHL, G. Viglione, A., Merz, B., Nguyen, D., Parajka, J., Nester, T., Blöschl, G. (2016): Attribution of regional flood changes based on scaling fingerprints. - **Water Resour. Res.**, n. 52, p. 5322–5340, 2016.
- VIGLIONE, A.; ROGGER, M. Flood Processes and Hazards. In: **Hydro-Meteorological Hazards, Risks and Disasters**. [s.l.] Elsevier, 2015. p. 3–33.

VOGEL, R. M.; SIEBER, J.; ARCHFIELD, S. A.; SMITH, M. P.; APSE, C. D.; HUBER-LEE, A. Relations among storage, yield, and instream flow. **Water Resources Research**, v. 43, n. 5, 2007.

VOLPI, E.; DI LAZZARO, M.; BERTOLA, M.; VIGLIONE, A.; FIORI, A. Reservoir Effects on Flood Peak Discharge at the Catchment Scale. **Water Resources Research**, v. 54, n. 11, p. 9623–9636, 29 nov. 2018.

WANG, W.; LI, H. Y.; LEUNG, L. R.; YIGZAW, W.; ZHAO, J.; LU, H.; DENG, Z.; DEMISIE, Y.; BLÖSCHL, G. Nonlinear Filtering Effects of Reservoirs on Flood Frequency Curves at the Regional Scale. **Water Resources Research**, v. 53, n. 10, p. 8277–8292, out. 2017a.

WANG, Y.; WANG, D.; LEWIS, Q. W.; WU, J.; HUANG, F. A framework to assess the cumulative impacts of dams on hydrological regime: A case study of the Yangtze River. **Hydrological Processes**, v. 31, n. 17, p. 3045–3055, 2017b.

WORLD COMMISSION ON DAMS (WCD). **Dams and Development: a new framework for decision-making**. Londres: Earthscan Publications, , 2000.

WURBS, R. A. Reservoir-System Simulation and Optimization Models. **Journal of Water Resources Planning and Management**, v. 119, n. 4, p. 455–472, jul. 1993.

XAVIER, A. C.; KING, C. W.; SCANLON, B. R. Daily gridded meteorological variables in Brazil (1980–2013). **International Journal of Climatology**, 2016.

YANG, T.; CUI, T.; XU, C. Y.; CIAIS, P.; SHI, P. Development of a new IHA method for impact assessment of climate change on flow regime. **Global and Planetary Change**, v. 156, n. March, p. 68–79, 2017.

YAO, C.; ZHANG, K.; YU, Z.; LI, Z.; LI, Q. Improving the flood prediction capability of the Xinanjiang model in ungauged nested catchments by coupling it with the geomorphologic instantaneous unit hydrograph. **Journal of Hydrology**, v. 517, p. 1035–1048, 2014.

APÊNDICE A – IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL DO MODELO

1. CÓDIGO PRINCIPAL

```

%%
%Calibração do Hidrograma Unitário (HU)

clear

FolderSave='Nome da pasta de registro dos resultados';

%Estação escolhida para a análise de reservatórios
est=83870000;

%Discretização temporal dos dados em segundos
dT=86400;

%Excel com as informações das estações
est_info=xlsread('estacoes_itajai');

%Diretório onde estão salvos os eventos
ev_info=dir(['Caminho onde se encontram os
eventos\'',num2str(est),'*.mat']);

%Filtro de separação de escoamento
a=0.99;

%Cálculo da Q90 e Q50
[Q90,Q95,Q50]=CurvaPermanencia(est);

%Estimativa do BFI - Collischonn e Fan (2013)
BFI=(0.8344*(Q90/Q50))+0.2146;

%%
%Nash

%Procura a área da estação correspondente
[row,col]=find(est_info(:,1)==est);

%Área da bacia (km²)
A=est_info(row,5);

%Calibração do HU de Nash
[cal_nash]=Calibracao_nash(BFI,a,dT,est,ev_info,A);

%Validação do HU de Nash
[val_nash]=Validacao_nash(BFI,a,dT,est,ev_info,A,cal_nash);

%Calculo do HU médio
[m,k,t1]=HU_Medio(est_info,est,cal_nash);
m=round(m,2);

%%
%Modelo de resposta e atenuação de cheias (Volpi et al. 2018)
%parâmetros de entrada
[DadosBacia]=BaciaSintetica(m,t1);

```

```

%Coeficiente do reservatório (K1)
K1=[0.5 1 2.5 5 10 20];

%Tempo de percurso parametrizado(tr1)
tr1=DadosBacia(:,1);

%Coeficiente de área (A1)
Ar1=DadosBacia(:,2);

%Número de reservatórios lineares (m)
entrada(:,1)=m;

%Coeficiente da IDF (n)
entrada(:,2)=0.37;

%Coeficiente auxiliar (b)
entrada(:,3)=0.001;

a=1;
c=1;

n2=strrep(num2str(entrada(:,2)), '.', '_');
foldername_n=sprintf('%s',strcat('Natural_n_',n2));
mkdir(['Criação da pasta para registro das figuras e tabelas do caso
natural\ ',FolderSave,'\ ',foldername_n]);
foldername_r=sprintf('%s',strcat('Reservatório_n_',n2));
mkdir(['Criação da pasta para registro das figuras e tabelas do caso com
reservatório\ ',FolderSave,'\ ',foldername_r]);

save('FolderSave','FolderSave')
save('foldername_n','foldername_n')
save('foldername_r','foldername_r')
close all

for val3=1:length(K1)
    for val4=K1(1,val3)
        entrada(:,4)=val4;

        for vall=1:length(tr1)
            for val2=tr1(vall,1)
                save('vall','vall')
                entrada(:,5)=val2

                save('entrada','entrada')

                %Modelo sintético para o caso natural
                [x1,fvall]=fminsearchbnd('Volpi_n',1,0.05,20);

                %Modelo sintético para o caso natural
                [x2,fval2]=fminsearchbnd('Volpi_r',1,0.05,20);

                %Tempo de percurso parametrizado(tr1)
                dados(a,1)=val2;

```

```

%Coeficiente do reservatório (K1)
dados(a,2)=val4;

%Duração do evento crítico - natural (tp1_n)
dados(a,3)=x1;

%Duração do evento crítico - reservatório (tp1_r)
dados(a,4)=x2;

%Vazão no evento crítico - natural (Qmax_n)
dados(a,5)=-fval1;

%Vazão no evento crítico - reservatório (Qmax_r)
dados(a,6)=-fval2;

%Atenuação de cheia relativizada (RQ)
dados(a,7)=1-((dados(a,5)-dados(a,6))/dados(a,5));
a=a+1;
c=c+1;
filename=sprintf('%s',strcat('dados_n_',n2));
save(['Caminho onde serão salvos os resultados'
\',FolderSave,'\ ', filename],'dados')
end
end
end
end
end

```

2. CURVA DE PERMANÊNCIA

```

function [Q90,Q95,Q50]=CurvaPermanencia(est)

% Curva de Permanência

Dados = importdata(['Caminho onde estão salvos os dados de vazão
',num2str(est),'.txt']);
[kkk] = ~isnan(Dados(:,4));
Y_sort = sort(Dados(kkk,4));
n_Y = numel(Y_sort);

% Probabilidade de excedência
E_prob = 1 - ( [1:length(Y_sort)]- .5)' ./ length(Y_sort);

Q90 = prctile(Dados(:,4),10);
Q95 = prctile(Dados(:,4),5);
Q50 = prctile(Dados(:,4),50);

end

```

3. FILTRO DIGITAL DE ESCOAMENTO

```

function [Evento]=DigitalFilter(Evento,BFI,a)

%ECKHARDT, K. How to construct recursive digital filters for baseflow
separation. Hydrological Processes, v. 19, n. 1, p. 507-515, 2005.

```

```

Evento(1,3)=Evento(1,2);
for i=2:size(Evento,1)
    value=((1-BFI)*a*Evento(i-1,3))+((1-a)*BFI*Evento(i,2))/(1-(a*BFI));
    if value<=Evento(i,2)
        Evento(i,3)=value;
    else
        Evento(i,3)=Evento(i,2);
    end
end

Evento(:,4)=Evento(:,2)-Evento(:,3);

end

```

4. PRECIPITAÇÃO EFETIVA - *CURVE NUMBER*

```

function [CN, Ia, PMatrix, EfP, Evento]=CurveNumber(Evento,A,dT)

%Vazão do evento considerando-se a aplicação do filtro
Evento(:,4)=(Evento(:,4)./(A*10^6)).*dT*1000;
EfP=sum(Evento(:,4));

i=1;

%limite inferior para ser considerado sem escoamento superficial
while Evento(i+1,4)==0
    i=i+1;
end
Ia=sum(Evento(1:i,1));

S=((sum(Evento(:,1))-Ia)^2/EfP)-sum(Evento(:,1))+Ia;

CN=25400/(S+254);

P(:,1)=Evento(:,1);
P(1,2)=Evento(1,1);

for i=2:size(Evento,1)
    P(i,2)=P(i-1,2)+P(i,1);
    if P(i,2)>Ia
        P(i,3)=(P(i,2)-Ia)^2/(P(i,2)-Ia+S);
    else
        P(i,3)=0;
    end
end

P_CN(1,1)=P(1,3);

for i=2:size(Evento,1)
    P_CN(i,1)=P(i,3)-P(i-1,3);
end

```

```

i=1;

%matriz de precipitação efetiva
for j=1:30
    PMatrix(i:size(Evento,1)+i-1,j)=P_CN(:,1);
    i=i+1;
end

end

```

5. CALIBRAÇÃO DO HU DE NASH

```

function [cal_nash]=Calibracao_nash(BFI,a,dT,est,ev_info,A)

%Calibração dos HU
r=1;

for s = 1:length(ev_info)

    num=mod(s,2);
    FileName=ev_info(s).name;
    str_trim=FileName(strfind(FileName,'_')+1:end);
    n_evento=str2num(str_trim(1:strfind(str_trim,'.')->1));

    Evento=importdata(['C:\Users\leona\Desktop\Léo\TCC\Volpi\Dados\Eventos\'
,FileName]);

    filename=sprintf('%s%d',strcat('HU_nash_',num2str(est),'_ev_',num2str(n_
evento)));
    save('filename','filename')

    if num==1

        %Determinar escoamento superficial
        [Evento]=DigitalFilter(Evento,BFI,a);

        %Determinar a matriz de precipitação efetiva
        [CN,Ia,PMatrix,EfP,Evento]=CurveNumber(Evento,A,dT);
        save('PMatrix','PMatrix');
        save('Evento','Evento');
        options = optimset('PlotFcns',@optimplotfval);

        %Calibração do Hidrograma de Nash
        [x,fval] = fminsearchbnd('Nash',[0.2 3],[0.1 1],[20 20],options);

        if fval<-0.5

            %Número da estação
            cal_nash(r,1)=est;

            %Número do evento
            cal_nash(r,2)=n_evento;

            %Área de contribuição o
            cal_nash(r,3)=A;

```

```

%%Curve Number
cal_nash(r,4)=CN;

%Coeficiente de armazenamento (k)
cal_nash(r,5)=x(1);

%Coeficiente de armazenamento (n)
cal_nash(r,6)=x(2);

%Lag time (t1)
cal_nash(r,7)=x(1)*x(2);

%Abstração inicial (Ia)
cal_nash(r,8)=Ia;

%Coeficiente de Nash
cal_nash(r,9)=fval;

load('Hidrograma')
save(['Caminho para salvar o hidrograma\ ',
filename], 'Hidrograma')
save('cal_nash', 'cal_nash')
r=r+1;
end
end
clearvars -except r dT cal_nash BFI a Ia est_info est A areas ev_info
end
end

```

6. CÁLCULO DO HU MÉDIO

```

function [m,k,t1]=HU_Medio(est_info,est,cal_nash)

for z=1:length(est_info)
i=1;
for est_num=est_info(z,1)
File=dir(['Caminho onde estão os eventos separados\*',
num2str(est_num) , '*.mat']);
w=length(File);
for ii=1:w
x=File(ii).name;
load(['Abre o hidrograma calibrado',x])
HU(i,1:length(Hidrograma))=Hidrograma;
filename1=sprintf('%s',strcat('HU_nash_',num2str(est_num)));
save(['Salva o HU por evento \ ', filename1], 'HU')
i=i+1;
end

HU_medio=sum(HU)/size(HU,1);
filename2=sprintf('%s',strcat('HU_nash_medio_',num2str(est_num)));
save(['Salva o HU médio por estação', filename2], 'HU_medio')
clearvars -except i est_info cal_nash est

```

```

    end
end

[row]=find(cal_nash(:,1)==est);
k=mean(cal_nash(row,5));
m=mean(cal_nash(row,6));
t1=k*m;

end

```

7. BACIA SINTÉTICA

```

function [DadosBacia]=BaciaSintetica(m)

lag=1;
i=1;
syms t
u=(exp((-m*t)/lag)*(lag/m)^(-m)*t^(m-1))/gamma(m);
int_u=matlabFunction(int(-u));

for tr=0:0.01:3
    tr1=tr/lag;
    DadosBacia(i,1)=tr1;
    DadosBacia(i,2)=round(int_u(tr1),2);
    i=i+1;
end
save('DadosBacia','DadosBacia')
end

```

8. MODELO DE RESERVATÓRIO – CASO NATURAL

```

function [argmax]=Volpi_n(tp1)

load('entrada')
load('foldername_n')
load('FolderSave')

a=1;
m=entrada(1,1);
n=entrada(1,2);
b=entrada(1,3);
K1=entrada(1,4);
tr1=entrada(1,5);

K2=strrep(num2str(K1),'.','_');
tr2=strrep(num2str(tr1),'.','_');

%coeficiente x
x=tp1^(n-1);
%coeficiente z
z=1-(1/(K1*m));

for t=0:b:8

```

```

t2=t;
if t2<=tp1
    Q1=x*gammainc(m*t2,m);

elseif t2>tp1

    Q1=x*(gammainc(m*t2,m)-gammainc(m*(t2-tp1),m));
end

if t2<=tp1 && t2<tr1
    QL1=x*gammainc(m*t2,m);

elseif t2>tp1 && t2<tr1
    QL1=x*(gammainc(m*t2,m)-gammainc(m*(t2-tp1),m));

elseif t2<=tp1 && t2>=tr1
    QL1=x*gammainc(m*tr1,m);

elseif t2>tp1 && t2>=tr1 && t2<(tp1+tr1)
    QL1=x*(gammainc(m*tr1,m)-gammainc(m*(t2-tp1),m));
end

%Tempo parametrizado (t2)
results_n(a,1)=t2;

%Vazão adimensional no exutório (Q1)
results_n(a,2)=Q1;

%Vazão adimensional da bacia lateral (QL1)
results_n(a,3)=QL1;

%Vazão adimensional na saída do reservatório (QR1)
results_n(a,4)=results_n(a,2)-results_n(a,3);
a=a+1;
end
argmax=-max(results_n(:,2));
filename=sprintf('%s%d',strcat('results_n_k_',K2,'_tr_',tr2));
save(['Salva as tabelas com os resultados',FolderSave,'\ ', foldername_n,
'\ ', filename],'results_n')
plot(results_n(:,1),results_n(:,2),'r',results_n(:,1),results_n(:,3),'k',re
sults_n(:,1),results_n(:,4),'b','LineWidth',1.5)
title([' \tau_R' '=', num2str(tr1), ' K' '=', num2str(K1)])
xlabel('t', 'FontAngle', 'italic', 'FontSize', 14)
ylabel('Q' (t)', 'FontAngle', 'italic', 'FontSize', 14)
ylim([0 1])
set(gca, 'XTick', [0:1:100]);
set(gca, 'YTick', [0:0.2:1]);
set(gca, 'LineWidth', 0.8)
set(gca, 'FontSize', 14)
legend({'Q' (t)', 'Q' _L' (t)', 'Q' _R' (t'-' \tau_R')'}, 'FontAngle',
'italic', 'FontSize', 12)
saveas(gcf, ['Salve as imagens na pasta',FolderSave,'\ ', foldername_n, '\ ',
filename], 'png')
end

```

9. MODELO DE RESERVATÓRIO – CASO COM RESERVATÓRIO

```

function [argmax]=Volpi_r(tp1)

load('entrada')
load('foldername_r')
load('FolderSave')

a=1;
a1=1;
m=entrada(1,1);
n=entrada(1,2);
b=entrada(1,3);
K1=entrada(1,4);
tr1=entrada(1,5);

K2=strrep(num2str(K1),'.','_');
tr2=strrep(num2str(tr1),'.','_');

%coeficiente y
z=1-(1/(K1*m));

a1=round(tr1/b);
%coeficiente x
x=tp1^(n-1);

for t=0:b:8
    t2=t;
    if t2<=tp1
        QR1=x*(z^(-m))*(z^m)*(gammainc(m*(t2+tr1),m)-
gammainc(m*tr1,m))+exp(-(t2+tr1)/K1)*(gammainc(m*(z*tr1),m)-
gammainc(m*(z*(t2+tr1)),m)));

        elseif t2>tp1
            QR1=x*(z^(-m))*(z^m)*(gammainc(m*(t2+tr1),m)-gammainc(m*(t2-
tp1+tr1),m))+exp(-(t2+tr1)/K1)*(gammainc(m*(z*tr1),m)-
gammainc(m*(z*(t2+tr1)),m))-exp(-(t2-tp1+tr1)/K1)*(gammainc(m*(z*tr1),m)-
gammainc(m*(z*(t2-tp1+tr1)),m)));
            end

        if t2<=tp1 && t2<tr1
            QL1=x*gammainc(m*t2,m);

        elseif t2>tp1 && t2<tr1
            QL1=x*(gammainc(m*t2,m)-gammainc(m*(t2-tp1),m));

        elseif t2<=tp1 && t2>=tr1
            QL1=x*gammainc(m*tr1,m);

        elseif t2>tp1 && t2>=tr1 && t2<(tp1+tr1)
            QL1=x*(gammainc(m*tr1,m)-gammainc(m*(t2-tp1),m));
        end

    %Tempo parametrizado (t2)
    results_r(a,1)=t2;
    if a1==0
        a1=a;
    end
end

```

```

end

%Vazão adimensional na saída do reservatório (QR1)
results_r(a1,2)=QR1;

%Vazão adimensional da bacia lateral (QL1)
results_r(a,3)=QL1;

%Vazão adimensional no exutório (Q1)
results_r(a,4)=results_r(a,2)+results_r(a,3);
a=a+1;
a1=a1+1;
end
results_r(a:a1,1:end)= NaN;
argmax=-max(results_r(:,4));
filename=sprintf('%s%d',strcat('results_r_k_',K2,'_tr_',tr2));
save(['Salva as tabelas na pasta',FolderSave,'\ ', foldername_r, '\ ',
filename], 'results_r')
plot(results_r(:,1),results_r(:,2),'b',results_r(:,1),results_r(:,3),'k',re
sults_r(:,1),results_r(:,4),'r','LineWidth',1.5)
title([' \tau_R' '=', num2str(tr1), ' K' '=',num2str(K1)])
xlabel('t','FontAngle', 'italic','FontSize',14)
ylabel('Q' (t'),'FontAngle', 'italic','FontSize',14)
ylim([0 1])
set(gca,'XTick',[0:1:10]);
set(gca,'YTick',[0:0.2:1]);
set(gca,'LineWidth',0.8)
set(gca,'FontSize',14)
legend({'Q'_R'(t'-\tau_R)','Q'_L'(t)','Q'(t)'},'FontAngle',
'italic','FontSize',12)
saveas(gcf,['Salva as imagens na pasta',FolderSave,'\ ', foldername_r, '\ ',
filename], 'png')
end

```

APÊNDICE B – EVENTOS SELECIONADOS

