
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS E ESCOLA DE ENGENHARIA
CURSO DE ENGENHARIA AMBIENTAL

ANNE KRUMMENAUER

AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE AMORTECIMENTO DE VAZÕES PELAS
USINAS HIDRELÉTRICAS NA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO TAQUARI-
ANTAS/RS

Porto Alegre
Dezembro 2014

ANNE KRUMMENAUER

**AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE AMORTECIMENTO DE VAZÕES PELAS
USINAS HIDRELÉTRICAS NA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO TAQUARI-
ANTAS/RS**

Trabalho de conclusão apresentado ao curso de Engenharia Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul como parte dos requisitos para a obtenção do título de Engenheiro Ambiental.

Orientador: Prof. Dr. Fernando Dornelles

Porto Alegre
Dezembro 2014

RESUMO

Na bacia hidrográfica do Rio Taquari-Antas, no Rio Grande do Sul, é comum a ocorrência de inundações que atingem cidades localizadas próximas às margens do rio, como Lajeado, Estrela e Encantado. No rio das Antas, à montante destas cidades, estão localizadas as Usinas Hidrelétricas (UHE) Castro Alves, UHE Monte Claro e UHE 14 de Julho, operadas pela Companhia Energética do Rio das Antas (CERAN). Visando a contribuir para o controle das inundações na bacia, este Trabalho de Conclusão de Curso analisou o efeito do uso de reservatórios para controlar eventos de inundação, primeiro a partir da análise dos sistemas existentes (usinas hidrelétricas a fio d'água) e depois analisando um cenário hipotético (definição do volume de espera necessário). A análise foi realizada a partir da geração de hidrogramas de eventos de cheia, com tempos de retorno (TR) de 2, 5, 10, 15, 25, 30 e 50 anos, utilizando o método de estatística de hidrogramas, e depois estes foram propagados em cada reservatório pelo método de Puls modificado. Ainda, foram consideradas duas condições iniciais para a cota inicial do nível d'água nos reservatórios: a) cota inicial igual à cota da base da barragem (soleira) e b) cota inicial igual à cota da crista do vertedor. Os resultados indicaram que, em qualquer situação de preenchimento dos reservatórios, a capacidade de redução do pico de vazão de cheia é de 1,06% a 1,4% na UHE Castro Alves, de 0,39% a 0,61% na UHE Monte Claro e de 1,1% a 1,37% na UHE 14 de Julho, pois os reservatórios atingem seu armazenamento máximo logo no início dos eventos e, assim, não resultam em diferenças significativas para o pico. Para amortecer o hidrograma simulado de TR de 50 anos que chega à UHE 14 de Julho para uma vazão máxima com TR de 2 anos seria necessário um volume para reservação de 1.171,88hm³ e para uma entrada com TR de 100 anos, 1.568,93hm³. Caso possuíssem um reservatório totalmente destinado ao controle de cheias, o volume total das três UHE juntas representaria, respectivamente, 9,91% e 7,41% destes volumes. Conclui-se, portanto, que os reservatórios existentes não possuem capacidade significativa de amortecer as inundações que atingem a bacia do Rio Taquari-Antas. Dadas as dimensões do volume que seria necessário alocar para o controle de inundações, em um ou mais reservatórios, e das prováveis intervenções necessárias para atingir este objetivo, também é possível afirmar que a adoção de reservatórios como principal método para o controle das inundações na bacia dificilmente seria viável.

Palavras-chave: controle de inundação; Bacia Hidrográfica do Rio Taquari-Antas

ABSTRACT

In the watershed of the Taquari-Antas River, Rio Grande do Sul, there is a common occurrence of floods next to cities located near the bank of the river, as Lajeado, Estrela e Encantado. In the Antas River, upstream of these cities, are located hydroelectric power plants named UHE Castro Alves, UHE Monte Claro e UHE 14th de Julho, operated by the Rio das Antas Energy Complex- CERAN. In order to contribute to flood control in the watershed, this monograph examined the effect of using tanks to control flood events, first analyzing existing systems (hydroelectric plants of-river) and then analyzing a hypothetical scenario (definition of reservation volume needed). The analysis was performed based on the generation of hydrograms flood events with return time (TR) of 2, 5, 10, 15, 25, 30 and 50 years, using the hydrograms statistical method, and then they were propagated in each reservoir by modified Puls method. It was considered two initial conditions for the initial quota of the water level in the reservoirs: a) initial quota equal to the base of the dam (heel of dam) b) initial quota equal to the spillway crest. The results indicated that, in any situation of filling the reservoirs, the reduction in flow capacity of the full peak is 1.06% to 1.4% at UHE Castro Alves, 0.39% to 0.61% at UHE Monte Claro and from 1.1% to 1.37% at UHE July 14th because the reservoirs are saturated at the beginning of the events and this do not result in differences to the peak. To the simulated hydrogram of TR 50 that reaches the UHE July 14th would require a volume to reservation of 1.171,88hm³ and for a TR 100 years, 1.568,93hm³. If they had a tank fully intended for flood control, the total volume of the three HPP together is, respectively, 7.41% and 9.91% of this volume. It concludes, therefore, that the reservoirs of Ceran the plants do not have significant capacity to alleviate flooding that hit the Taquari-Antas river basin. Given to the dimensions that would be required to set aside for flood control, in one or more reservoirs, and the likely interventions needed to achieve this goal, it is also possible to state that the adoption of reservoirs as the main method for flood control in the basin would hardly be feasible.

Keywords: flood control; Taquari-Antas river basin.

LISTA DE FIGURAS

- Figura 1-** Localização geográfica da bacia do Rio Taquari-Antas/RS
- Figura 2 -** A Bacia-hidrográfica do Rio Taquari-Antas, localização das usinas hidrelétricas (UHEs) e dos principais rios.
- Figura 3 –** Localização das usinas hidrelétricas
- Figura 4 –** Projeto de usinas proposto para a Bacia do Rio Taquari-Antas (MONTOR-MONTREL, 1972?)
- Figura 5 -** Imagem representando a localização que teria a Usina Antas-Prata e as áreas inundadas decorrentes dos projetos de 1972?
- Figura 6 -** Desenho representativo de um dique
- Figura 7 -** Desenho representativo de um pôlder
- Figura 8 -** Desenho representativo de retificação de um curso d'água
- Figura 9 -** Desenho esquemático de um reservatório com comportas
- Figura 10 -** Desenho representativo de desvio de canal
- Figura 11 -** Desenho representativo de um sistema de zoneamento
- Figura 12 -** Esquema representativo da laminação da onda de cheia por uma barragem
- Figura 13 -** Esquema funcional de um reservatório
- Figura 14 -** Hidrograma de vazões médias mensais registradas na Estação Fluviométrica Monte Claro (código 86460000)
- Figura 15 -** Gráfico com a relação entre cota e volume na UHE Castro Alves
- Figura 16 -** Gráfico com a relação entre cota e volume na UHE Monte Claro
- Figura 17 -** Gráfico com a relação entre cota e volume na UHE 14 de Julho
- Figura 18 -** Hidrograma de entrada na UHE 14 de Julho
- Figura 19 -** Hidrogramas da UHE Castro Alves para TR de 2 anos
- Figura 20 -** Hidrogramas da UHE Castro Alves para TR de 50 anos
- Figura 21 -** Hidrogramas da UHE Monte Claro para TR de 2 anos
- Figura 22 -** Hidrogramas da UHE Monte Claro para TR de 50 anos
- Figura 23 -** Hidrogramas da UHE 14 de Julho para TR de 2 anos.
- Figura 24 -** Hidrogramas da UHE 14 de Julho para TR de 50 anos

Figura 25 - Hidrograma de entrada e saída com TR de 50 anos em reservatório proposto

Figura 26 - Hidrograma de entrada e saída com TR de 100 anos em reservatório proposto.

Figura 27 -. Localização das Usinas Hidrelétricas e das Cidades de Lajeado, Estrela e Encantado.

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Danos humanos por tipo de evento de desastre natural no ano de 2012

Tabela 2 - UHEs instaladas no Rio das Antas

Tabela 3 - Capacidade de armazenamento pela Barragem Norte

Tabela 4 - Vantagens, desvantagens e aplicações de medidas estruturais para controle de inundações

Tabela 5 - Dados da Estação Fluviométrica Monte Claro (código 86460000)

Tabela 6 - Análise das falhas de dados na Estação Fluviométrica Monte Claro (código 86460000)

Tabela 7 - Dados técnicos das UHEs

Tabela 8 - Área e do diâmetro do descarregador de fundo

Tabela 9 - Hidrograma de entrada da UHE Castro Alves

Tabela 10 - Hidrograma de entrada da UHE Monte Claro

Tabela 11 - Hidrograma de entrada da UHE 14 de Julho

Tabela 12 - Simulação de amortecimento de pico de vazão na UHE Castro Alves

Tabela 13 - Simulação de amortecimento pico de vazão na UHE Monte Claro

Tabela 14 - Simulação de amortecimento de pico de vazão na UHE 14 de Julho

Tabela 15 - Efeito das UHE considerando diferentes hipóteses situações iniciais

LISTA DE SIGLAS

ANA: Agência Nacional de Águas

Aneel: Agência Nacional de Energia Elétrica

CEPED: Centro Universitário de estudos e Pesquisas sobre Desastres

CERAN: Companhia Energética Rio das Antas

CGH: Central De Geração Energética

CPRM: Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais

FEPAM: Fundação Estadual de Proteção Ambiental Henrique Luis Roessler

IPH: Instituto de Pesquisas Hidráulicas

ONS: Operador Nacional do Sistema Elétrico

PCH: Pequenas Centrais Hidrelétricas

SIN: Sistema Interligado Nacional

TCC: Trabalho de Conclusão de Curso

TR: tempo de retorno ou tempo de recorrência (anos)

UFRGS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

UHE: Usina Hidrelétrica

SUMÁRIO

1.1 INTRODUÇÃO	11
1.1. Delimitação do tema de estudo.....	11
1.2. Caracterização da área de estudo.....	13
2. REVISÃO DA LITERATURA	22
2.1. Inundações e enchentes	22
2.2. Medidas estruturais.....	24
2.2.1. Medidas estruturais intensivas.....	25
2.2.2. Medidas estruturais extensivas.....	28
2.3. Medidas não-estruturais	29
2.4. Uso de reservatórios no controle de cheias	30
2.5. Procedimentos de cálculo de propagação do hidrograma de cheia em reservatórios.	33
2.5.1.Cálculo do hidrograma a partir de vazões máximas.....	33
2.5.2.Ajuste de uma distribuição estatística	34
2.5.1.Regionalização de vazões.....	36
2.5.4. Propagação da vazão em reservatórios.....	37
3. METODOLOGIA.....	38
3.1. Obtenção de dados	38
3.2. Determinação do hidrograma de cheia	40
3.3. Dispositivos de saída dos reservatórios.....	43
3.4. Propagação do hidrograma nos reservatórios	46
4. RESULTADOS	47
5. CONCLUSÃO.....	57
6. REFERÊNCIAS	60

1. INTRODUÇÃO

1.1 Delimitação do tema de estudo

Problemas relacionados a desastres naturais são relatados desde os primeiros registros de assentamentos humanos. Quando as populações se deslocam para zonas mais propensas a algum evento físico específico, a ocorrência do evento passa a representar riscos às pessoas e às atividades econômicas ali desenvolvidas e torna-se motivo de preocupação.

No Brasil os principais desastres registrados têm relação com eventos hidrometeorológicos, seja pela relação direta com a precipitação, como inundações ou secas, ou indireta, como movimentos de massa (deslizamentos de terra), para os quais os eventos de chuva também contribuem. Na tabela 1, podem ser observados os principais desastres naturais registrados no país em 2012 e os danos humanos decorrentes. As secas afetam um número maior de pessoas, enquanto que inundações e enxurradas estão associadas à maior parte do número de mortos, enfermos e desabrigados.

Tabela 1 - Danos humanos por tipo de evento de desastre natural no ano de 2012

Eventos	Óbitos	Feridos	Enfermos	Desabrigados	Desalojados	Desaparecidos	Afetados
Seca/estiagem	6	0	14.214	30	750	0	8.956.853
Incêndio florestal	0	0	0	0	0	0	37.338
Movimentos de massa	26	10	2	1.129	28.010	0	123.555
Erosão	0	0	5	81	2.105	0	55.653
Alagamentos	5	6	6	1.048	954	0	24.581
Enxurradas	26	6.580	14.318	49.769	262.851	2	1.856.359
Inundações	14	2.409	10.665	52.041	216.349	2	5.185.018
Geadas	0	0	0	0	0	0	30.777
Granizo	0	11	4	418	7.971	1.040	103.265
Tornados	0	2	0	1	20	0	4.310
Vendaval	16	150	13	5.769	13.220	0	599.905

Fonte: BRASIL, 2012 (adaptado).

É na região Sul do país que são observados, em geral, os maiores registros de desastres hidrológicos (alagamentos, enxurradas e inundações), como um todo no país e

especialmente aqueles relacionados a chuvas intensas e escoamentos de alta velocidade, ou seja, alagamentos e enxurradas (BRASIL, 2012). No Rio Grande do Sul, os eventos de secas e estiagens foram responsáveis por 2.643 registros de desastres entre os anos 1991 e 2010 (64% do total), inundações bruscas e alagamentos por 832 registros (20%), segundo o Atlas de Desastres Naturais (UFSC, 2013).

Algumas condições meteorológicas e hidrogeológicas aumentam as condições de ocorrência de determinados eventos. A Bacia Hidrográfica do Rio Taquari-Antas, no Rio Grande do Sul, por exemplo, apresenta áreas íngremes, com solo pouco desenvolvido e é submetida a grandes pluviosidades na sua cabeceira, condições que favorecem a drenagem, e assim, a ocorrência de inundações (bruscas ou graduais) e enxurradas. Nesta bacia, a água é escoada rapidamente da Serra Noroeste do Estado até que ocorre uma redução na declividade, causando a diminuição da velocidade da água que tende, então, a ocupar as planícies de inundação. O grande volume de água que é gerado nestas condições tem efeitos extremos para as comunidades que se encontram à jusante.

A maioria dos eventos tem origem em fenômenos físicos independentes da ação humana, que não pode controlar a ocorrência ou a intensidade de chuva ou de vendaval, por exemplo. Mas é possível que se tomem atitudes para minimizar os danos, pois, segundo Tucci (2007), “os processos físicos ocorrem num meio onde o homem não projetou, mas ao qual deve adaptar-se, procurando conviver com o comportamento deste ambiente”. A suscetibilidade dos locais atingidos se reflete nos danos causados.

Se no passado, como afirma Tucci (2007), a ocupação do homem na bacia hidrográfica foi realizada com pouco planejamento, tendo como objetivos o mínimo custo e o máximo benefício de seus usuários, sem maior preocupação com a preservação do meio ambiente, o acúmulo de danos resultantes desta política está tornando necessário que se busquem soluções para conciliar as cidades com os sistemas hidrológicos, aos quais estão submetidas. É o controle de inundação obtido pelo conjunto de medidas que permite à população ribeirinha minimizar suas perdas e manter uma convivência harmônica com o rio.

Diversas medidas podem ser tomadas para o controle de cheias, entre as medidas estruturais, os reservatórios de controle de cheias ocupam lugar de destaque, seja pela imponência das obras de engenharia hidráulica, seja pela capacidade de amortecimento de picos de cheia, devido ao seu volume de armazenamento e regras de operação.

Este Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) irá analisar o efeito dos reservatórios atualmente existentes na bacia, para laminação da onda de cheia de eventos que geram inundações, além de compará-los com os volumes de água que são escoados nestes eventos.

Os reservatórios representam um tipo de medida estrutural que poderia ser proposto dentro do projeto de formulação de uma estratégia integrada de prevenção de riscos associados a regimes hidrológicos na bacia Taquari-Antas, Coordenado pelo Centro Universitário de estudos e Pesquisas sobre Desastres (CEPED) da UFRGS, em desenvolvimento desde o início de 2014. A análise deste trabalho procurará contribuir para a avaliação desta medida, procurando contribuir para o projeto e, conseqüentemente, controle das enchentes que afetam a bacia.

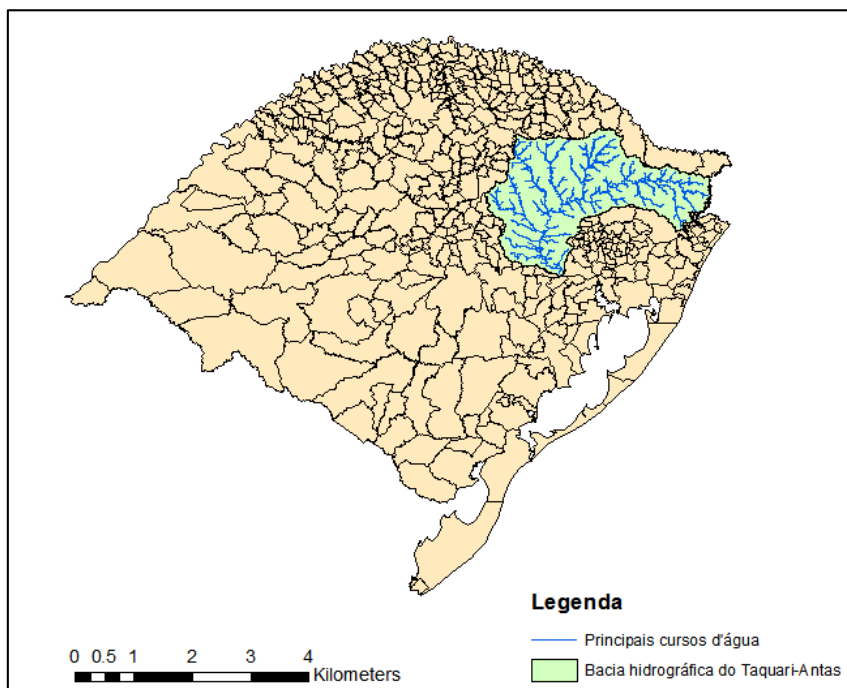
1.2 Caracterização da área de estudo

A região sul do Brasil apresenta distribuição espacial de chuva mais uniforme em relação às demais, uma vez que as chuvas se distribuem mais igualmente ao longo do ano. Isso implica que a ocorrência dos desastres naturais ligados ao regime hidrológico também se distribui com sazonalidade mais discreta do que em outras regiões (BRASIL, 2012).

Uma das regiões mais afetadas pela chuva no estado do Rio Grande do Sul é a região em que está localizada a Bacia do Rio Taquari-Antas, a noroeste do estado, onde as inundações ocorrem ao longo de toda a bacia, pois os rios e afluentes se caracterizam por intensas e bruscas variações de vazão (FERRI e TOGNI, 2012). A Bacia abrange área próxima de 26.428 km², na qual estão inseridos, total ou parcialmente, 119 municípios entre as coordenadas geográficas 28°10' e 29°57' de latitude sul e 49°56' e 52°38' de longitude oeste (Figura 1).

Devido à sua magnitude territorial, esta bacia possui diversificadas formas de uso do solo, como vastas áreas de ocupação agrícola (~37%), 10 unidades de conservação, áreas com de alto índice de industrialização, áreas com predomínio de produção primária, zonas intensamente urbanizadas e riscos de ocorrência de inundações, entre outras. Uma das regiões mais desenvolvidas do Estado, o Aglomerado Urbano do Nordeste, encontra-se nesta bacia hidrográfica (FEPAM, 2001).

Figura 1- Localização geográfica da bacia do Rio Taquari-Antas/RS



Na bacia, a pluviosidade média é de um pouco mais que 2.000mm, próxima da média da região sul. A vazão média do rio Taquari, medida em Muçum entre os anos de 1940 e 1982, com área de drenagem de aproximadamente 16.000km², foi de 321m³/s, e as descargas máximas observadas atingiram valores na ordem de 10.300m³/s, enquanto as mínimas estiveram entre 10 e 20m³/s (FEPAM, 2001). Dentre os fatores que explicam a vulnerabilidade aos desastres naturais, cita-se a orografia da região e as condições de escoamento.

A orografia tem sensível influência na pluviosidade apresentada, pois a cabeceira da bacia está localizada na Serra Nordeste do estado, com as barreiras físicas do relevo contribuindo para o movimento ascensional do ar, e, conseqüentemente, para a precipitação. Já o comportamento topográfico da bacia, com declividades superiores a 15% em praticamente 90% da Bacia, amplitude máxima em torno de 1.000 metros, pouca profundidade e baixa permeabilidade dos solos, favorece a geração de escoamento superficial e a ocorrência de significativos eventos de inundação, especialmente nas regiões de vale, onde as declividades são menores (BOMBASSARO e ROBAINA, 2010).

O principal rio da bacia nasce no extremo leste do Planalto dos Campos Gerais, com a denominação de Rio das Antas, até a confluência com o Rio Carreiro, quando passa a denominar-se Taquari. O Rio Taquari-Antas escoar de leste para oeste e, no terço inferior,

escoa na direção e sentido sul, indo desembocar no Rio Jacuí, do qual é o principal afluente, a uma cota de 35 metros. Os principais afluentes do Rio Taquari-Antas pela sua margem esquerda são os rios Camisas, Tainhas, Lajeado Grande e São Marcos, e pela sua margem direita, os rios Quebra-Dentes, da Prata, Carreiro Guaporé, Forqueta e Taquari-Mirim (Figura 2).

Figura 2 - A Bacia-hidrográfica do Rio Taquari-Antas, localização das usinas hidrelétricas (UHEs) e dos principais rios.



Bombassaro e Robaina (2010) descrevem:

“À montante de Muçum, já nas cotas em torno de 60 metros, o curso principal do rio perde velocidade e passa a se portar como rio de planície, alargando suas margens e formando meandros pelo vale. Nessa porção, de médio curso, caracterizada por um maior adensamento populacional e concentração industrial, o rio apresenta declividade menos acentuada, média de 1,6 m/km, mas ainda com vales encaixados e algumas corredeiras. À jusante da cidade de Muçum, a partir da cidade de Lajeado, o vale do rio Taquari começa a ganhar forma, com declividade média de 0,2 m/km, poucas corredeiras e amplas áreas da planície de inundação. O rio ganha identidade de rios de planícies com várzeas planas e baixas declividades” (BOMBASSARO e ROBAINA, 2010 p. 73-74).

Ainda, observa-se que o efeito de remanso provocado pela elevação do nível no rio Jacuí a partir do delta para a montante agrava os problemas de cheias nas áreas de baixa declividade, ocasionando prejuízos consideráveis à agricultura e ao sistema viário.

Um levantamento das enchentes históricas, que ocorreram na região, foi feito por Ferri e Togni (2012), indicando que a primeira enchente de que se tem notícia ocorreu em 1858 e afastou os primeiros imigrantes que haviam se instalado na região. Em magnitude, as maiores enchentes já registradas ocorreram, respectivamente, em 1873, 1912 e 1941. Em cinco ocasiões no período de dez anos analisado pela FEPAM em estudo em 2001, a zona urbana dos municípios do baixo Taquari, especialmente Lajeado e Estrela, foi inundada acarretando enormes prejuízos à economia e à infraestrutura urbana destas cidades (FEPAM, 2001).

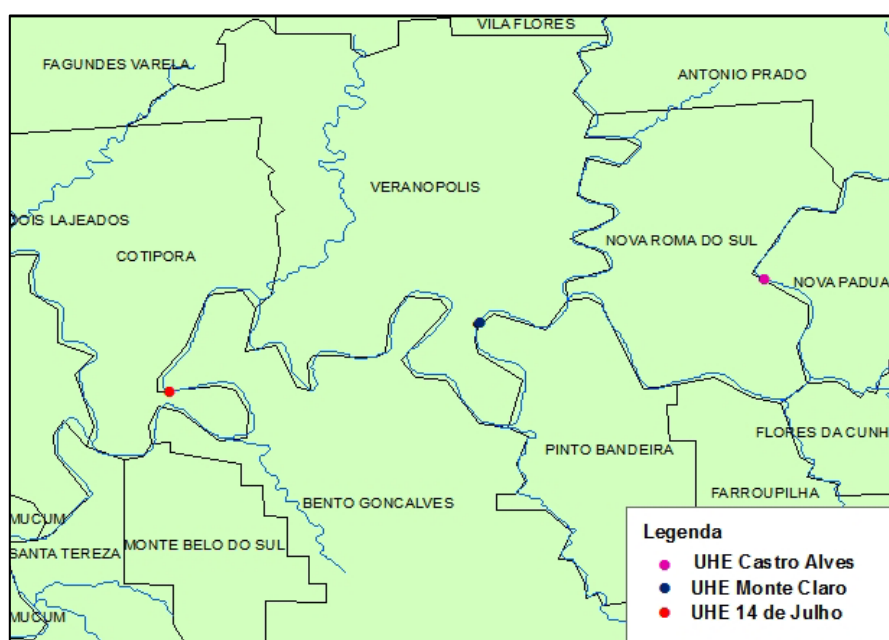
Bombassaro e Robaina (2010) concluíram, com base na análise histórica de ocorrência das inundações, das características do relevo e das precipitações na bacia, que as inundações que ocorrem na bacia do Rio Taquari-Antas causam maiores prejuízos a partir das cidades de Encantado, sendo as cidades de Lajeado e Estrela, onde o fenômeno natural é mais recorrente.

À montante destas cidades estão instaladas as usinas hidrelétricas administradas pela Companhia Energética Rio das Antas (CERAN), as usinas hidrelétricas Castro Alves, Monte Claro e 14 de Julho (Tabela 2 e Figura 3). As usinas operam a fio d'água e possuem canais de desvio do rio por onde a água é conduzida por um túnel até os geradores. São as maiores usinas instaladas na Bacia e são as únicas classificadas como usinas hidrelétricas (UHE), ou seja, possuem potência instalada de mais que 30MW. As demais usinas na bacia são classificadas como Pequenas Centrais Hidrelétricas (PCH), que são usinas com capacidade de instalada entre 1MW e 30MW, e centrais de geração energética (CGH), com capacidade de até 1MW.

Tabela 2 - UHEs instaladas no Rio das Antas

HE	Coordenadas	Potência/ Assegurada (MW)	Queda (m)	Área alagada (km)	Vazão turbina da	Municípios com reservatório
Castro Alves	29°00'30" 51°22'45"	130,0 (64,00)	92,00	5,00	175,44	Antônio Prado, Nova Roma do Sul, Nova Pádua e Flores da Cunha
Monte Claro	29°01'49" 51°31'14"	130,00 (59,00)	44,00	1,40	385,82	Pinto Bandeira, Nova Roma do Sul e Veranópolis
14 de Julho	29°03'53" 51°40'29"	100,00 (50,00)	33,50	6,6	360,54	Bento Gonçalves, Cotiporã e Veranópolis

Figura 3 - Localização das Usinas Hidrelétricas



Com a presença destas obras de engenharia na calha do rio, é natural que a população se manifeste questionando qual seria o efeito destas usinas em um evento de cheia que cause inundação nas áreas de ocupações ribeirinhas. Considerando as características construtivas das usinas, sabe-se que a capacidade de reservação é pequena, uma vez que tratam-se de usinas a fio d'água.

Usinas a fio d'água são usinas hidrelétricas com reservatórios cujo volume é pequeno em relação à vazão afluente, e a energia que podem gerar depende diretamente da vazão do rio. Nestes casos, o reservatório é construído apenas para aumentar o desnível entre a tomada d'água e a turbina (potencial hidráulico), e a regularização de vazão proporcionada é desprezível em relação às usinas com capacidade de reservação. A Usina Hidrelétrica de Itaipu (Rio Paraná, na divisa entre Paraguai e Brasil, localizada pelo lado brasileiro em Foz do Iguaçu, Paraná), com capacidade instalada de 14.000 MW, pode ser citada como um dos exemplos mais conhecidos de usina hidrelétrica a fio d'água, e é a maior hidrelétrica do mundo em geração de energia (ITAIPU, 2010).

A capacidade de reservação seria maior, caso estas se tratassem de usinas de geração de energia com capacidade de regularização de vazões. As técnicas de controle de cheias em usinas hidroelétricas baseiam-se em alocação de volumes vazios nos reservatórios, os chamados volumes de espera, a fim de amortecer futuras cheias. O volume de espera corresponde à parcela do volume útil do reservatório destinada ao amortecimento das ondas de cheia e é variável de acordo com a época do ano, uma vez que a probabilidade de ocorrência de precipitações intensas varia.

Quando um reservatório utilizado para geração de energia é associado à função de controlar cheia gera-se, potencialmente, um conflito de interesses, uma vez que o operador do reservatório pretende tê-lo sempre cheio para garantir a geração futura de energia, enquanto que, à jusante dos reservatórios, os atingidos pelas cheias querem que no período chuvoso o reservatório esteja o mais seco possível, para poder absorver uma eventual onda de cheia. É evidente que o efeito seria maior no controle de cheias se os reservatórios fossem destinados prioritariamente para esta finalidade. Neste caso, poderia haver grande obra de engenharia “ociosa” construída à espera dos volumes de inundação.

A decisão entre a construção de uma usina a fio d'água ou com reservatório, envolve estudo do potencial hidráulico e ambiental, por exemplo. Nos últimos anos, notadamente a partir da década de 90, houve redução dos investimentos para a construção de usinas hidrelétricas com grandes reservatórios em todo o país. Apesar de que ainda existam projetos de usinas de grande porte para serem instalados, os movimentos sociais e ambientais têm cada vez mais chamado a atenção aos danos ambientais decorrentes do barramento dos cursos d'água. Atualmente, as linhas de crédito do governo federal incentivam a construção de PCH e os agentes financeiros internacionais aumentaram suas exigências de garantias antes de financiar a construção de hidrelétricas (SILVA, 2012).

O início do projeto coordenado pelo CEPED, que busca alternativas para minimizar os impactos das inundações na Bacia do Rio Taquari- Antas, e questionamentos, como os da

população sobre o efeito das usinas e reservatórios ao longo do Rio das Antas, motivaram o estudo deste TCC de graduação.

Será analisada a possibilidade do uso de reservatórios para controlar hidrogramas de cheia gerados eventos de inundação em cidades à jusante (Lajeado, Estrela e Encantado), primeiro a partir da análise das estruturas existentes (usinas hidrelétricas a fio d'água) e posteriormente analisando um cenário hipotético (definição do volume de reservação necessário).

Os resultados pretendidos são: a) a estimativa do percentual da redução de vazão de pico pelo efeito de amortecimento dos reservatórios das UHEs existentes; b) a estimativa dos volumes de reserva necessários para causar amortecimentos significativos das ondas de cheias. Os resultados obtidos serão úteis para tomadas de decisão quanto às medidas a serem adotadas no controle de cheias na Bacia. Dessa forma, espera-se contribuir para o melhor planejamento de medidas a serem adotadas.

Exemplos de estudos em que se abordaram temas semelhantes foram os realizados no estudo da Barragem Norte, na Bacia Hidrográfica do Rio Itajaí-SC, e no estudo de um complexo de barragens previsto para a Bacia do Rio Doce – ES e MG.

Cordero, Silva e Severo (2000) realizaram um estudo para determinar a capacidade de armazenamento de um dos reservatórios existentes na Bacia do Rio Itajaí (15.000,00 km²), a Barragem Norte (volume de 375,00 hm³), e o compararam com o volume dos eventos históricos que ocorreram antes da construção de barragens na região. Nos quatro eventos históricos analisados ao longo do período entre 1983 e 2000, a Barragem Norte conseguiria laminar as ondas de cheias. Conforme mostra a tabela abaixo:

Tabela 3 - Capacidade de armazenamento pela Barragem Norte, Itajaí/SC

Evento	Volume do evento hm³	Capacidade da barragem armazenar hm³
Julho/83	618,00	357,00
Agosto/84	232,00	232,00
Mai/92	232,00	316,00
Julho/92	128,00	128,00

Fonte: CORDERO, SILVA e SEVERO, 2000.

Já Castilho (2011) avaliou, preliminarmente, se em reservatórios previstos para serem construídos na Bacia do Rio Doce, destinados para geração de energia elétrica e para operarem a fio d'água, poderiam ser implantados reservatórios de usos múltiplos com controle

de cheias, beneficiando as cidades: Ponte Nova, Governador Valadares e Colatina e, conseqüentemente, nas cidades que estão localizadas às margens do rio Doce entre Governador Valadares e sua foz em Regência. Apontou-se a provável inviabilidade de uso de reservatórios para beneficiar a cidade de Colatina, devido a inúmeras restrições (grandes áreas seriam inundadas, existência de ferrovias, rodovias e parques de conservação etc.), e indicou-se a possibilidade do uso de um reservatório para beneficiar Ponte Nova e até dois para beneficiar General Valadares.

Este trabalho utilizará abordagens semelhantes com as apresentadas por estes estudos. Através de dados de uma estação fluviométrica no Rio das Antas, serão determinados os hidrogramas de cheias, com determinados tempos de retorno de ocorrência (TR), como Castilho (2011) determinou as vazões máximas, e o cálculo do volume de vazão que precisaria ser reservado para conter cheias, como calculado por Cordero, Silva e Severo (2000) e por Castilho (2011). Também serão propagados os volumes dos hidrogramas através dos reservatórios existentes e constatados quais os seus efeitos no amortecimento de diferentes eventos de cheia no local.

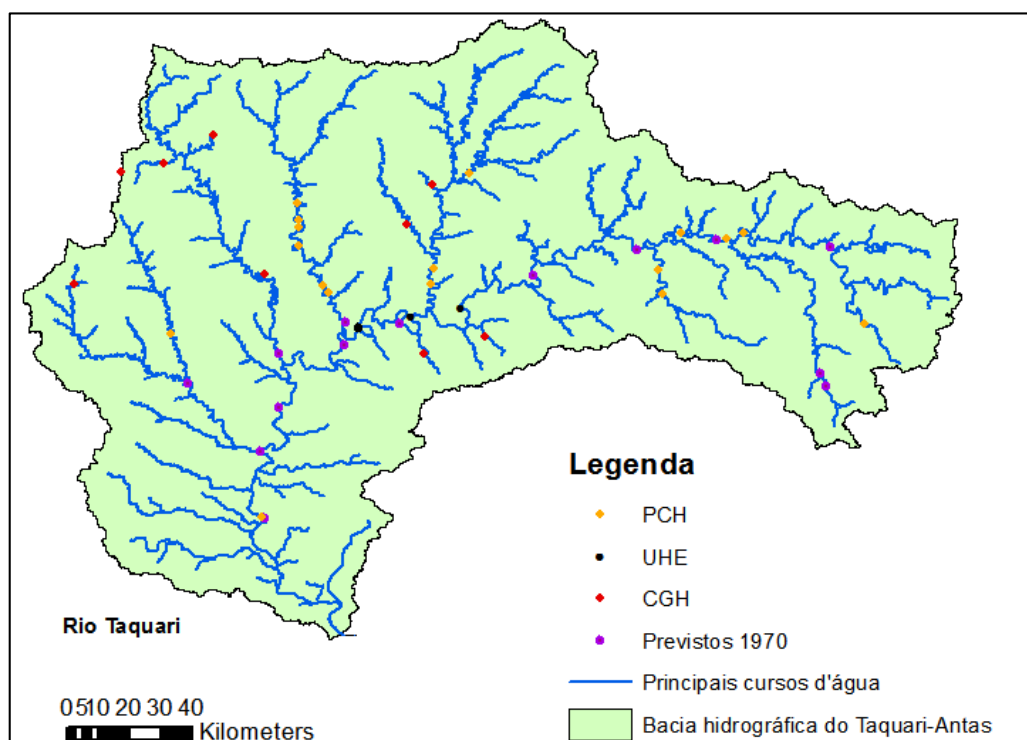
Outra análise realizada foi a comparação entre o volume necessário determinado e os reservatórios que foram previstos para a região em estudos anteriores. Dentre diversos estudos e inventários sobre o potencial hidrelétrico da Bacia, um deles, o Programa de Desenvolvimento Integrado da Bacia do Rio Taquari-Antas, encomendado pelo Governo do Estado do Rio Grande do Sul e lançado em 1972, previa a construção de várias usinas hidrelétricas na bacia (MONTOR-MONTREAL, 1972?). A destinação de verbas para o planejamento e estudo da região em diversos aspectos (recursos hídricos, educação, saúde, transportes, agricultura, entre outros) foi motivado, em primeiro lugar, pelo fato das vazões do Rio Taquari-Antas, dado seu perfil, serem bastante irregulares e causarem inundações com efeitos inclusive em Porto Alegre, com substanciais prejuízos à população e à economia. Em segundo lugar, porque a economia da região havia passado a apresentar ritmo lento de desenvolvimento (YUNES, 1972). Hoje, observa-se que muitos destes projetos não foram levados à diante. O complexo de usinas composto pelas UHEs Castro Alves, Monte Claro e 14 de Julho, por exemplo, tomou o lugar de uma única usina que estava prevista para o local, a Usina Antas-Prata

Como um dos grandes projetos concebidos entre 1965 e 1984, com outra abordagem na construção de obras de infraestrutura, propunha a construção de ao menos 10 usinas, a seguir relacionadas: Antas-Prata (1806,00hm³ de volume e 43,52km² de área inundada), Barra (2848,55hm³ e 73,70km²), São Marcos (370,46hm³ e 12,16km²), Bururi (856,44hm³ e 20,31km²), Camisas (466,97hm³ e 14,61km²), Forqueta (2594,19hm³ e 48,98km²), Carreiro

(153,33hm³ e 6,34km²), Guaporé (160,81hm³ e 6,92km²), Perico (1921,58hm³ e 101,51km²), Baio Branco (204,49hm³ e 16,48km²). Juntas, as obras 9.576,81 hm³ e 389,27km².

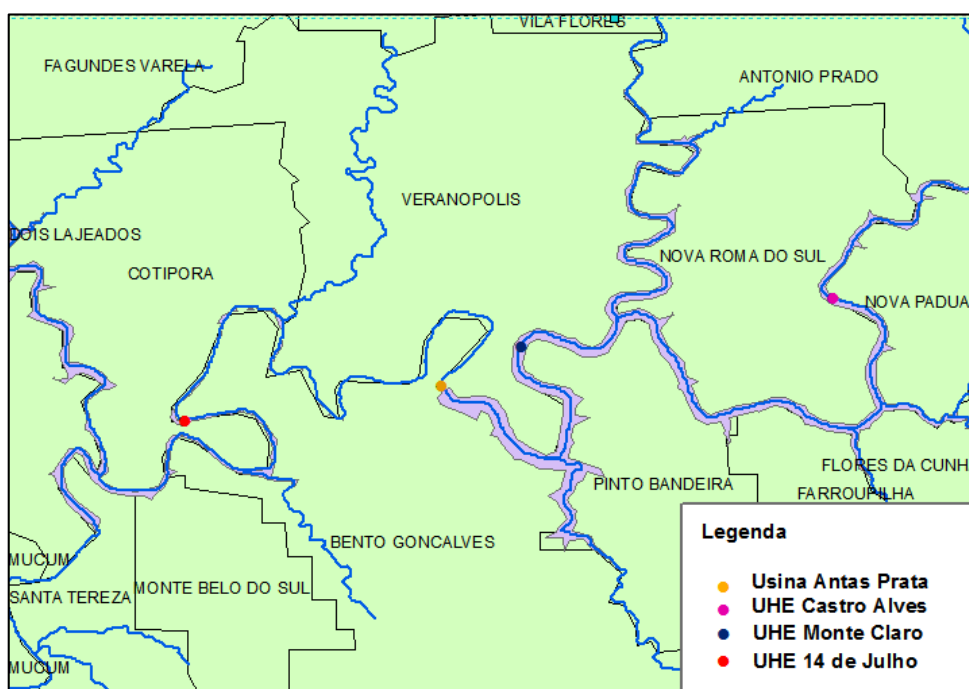
Se considerarmos os atuais barramentos previstos em 1972? (Figura 4), nota-se que diversas obras têm sua viabilidade questionável devido à ocupação da área que seria atingida, seja pelo altíssimo custo de desapropriação, pelo avanço das cidades, ou, ainda, pela construção de outros reservatórios e usinas que se sobrepuseram aos trechos previstos para os aproveitamentos hidrelétricos.

Figura 4 – Projeto de usinas proposto para a Bacia do Rio Taquari-Antas (MONTOR-MONTREL, 1972?)



As Usinas do Complexo operado pela CERAN, por exemplo, ocuparam a área de abrangência de uma destas usinas previstas, a Antas-Prata. O reservatório informado para esta usina já subtrai o volume mínimo (342,53hm³) do volume máximo (2.148,53hm³). A Figura 4 ilustra o lago que seria gerado com o barramento (cota da crista 260m), e que a Usina Monte Claro está na área que seria inundada pelo projeto.

Figura 5 - Imagem representando a localização que teria a Usina Antas-Prata e as áreas inundadas decorrentes dos projetos de 1972?.



Será comparado o quão representativo no controle de enchentes este reservatório poderia ter sido, sem abordar outras questões importantes como comparações entre os impactos ambientais e sociais que a obra acarretaria.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Inundações e enchentes

Utilizados comumente como sinônimos, é importante aprofundar a diferenciação dos conceitos de inundação e de enchente adotados neste trabalho. A enchente é caracterizada pelo aumento no volume de água drenado pelo curso d'água, mas ainda dentro dos limites da calha de drenagem ordinária (consolidada). A enchente e a vazante, ou redução de vazão, são períodos que se alternam no ciclo hidrológico do rio acompanhando os períodos de maior ou menor precipitação na bacia hidrográfica. A inundação, por sua vez, é o extravasamento temporário da calha para a planície de inundação, podendo ser originado pelo afluxo de

volume de água que supere a capacidade de drenagem do rio, causando prejuízos materiais e/ou humanos.

Outra diferenciação nos conceitos é a percepção de que as inundações tendem a atingir diretamente a população local, que se instalou ou exerce alguma atividade nas proximidades do curso d'água, geralmente sobre a planície de inundação. Estas áreas de risco são ocupadas por diversos fatores, entre eles: a) sensação de segurança aparente: os eventos são irregulares, permanecendo a área seca por períodos de muitos anos; b) terrenos abandonados ou preços mais baixos, justamente pelos riscos a inundações que oferecem; c) políticas públicas negligentes: falta de zoneamento, desinformação e fiscalização ineficaz das áreas de risco, etc.; d) pressão pela expansão da área urbana, da agricultura e da pecuária.

Os problemas resultantes da inundação dependem do grau de ocupação da várzea pela população e da frequência com a qual ocorrem as inundações. É devido aos prejuízos econômicos e o risco à perda de vida das pessoas que a hidrologia e a meteorologia têm buscado desenvolver tecnologias e obras de engenharia capazes de mitigar os efeitos das inundações.

Inundações urbanas e os prejuízos decorrentes podem ser combatidos através da diminuição de sua ocorrência, obtida por modificações no sistema fluvial, as medidas estruturais, ou pela redução de perdas e adaptação a estes episódios, as medidas não-estruturais (ZAHED FILHO et al., 2012; TUCCI, 2007). Ambas as medidas se referem a obras de engenharia hidráulica, implantadas para mitigar os impactos causados pelas enchentes (SOUZA apud MENDES et al., 2004), cuja escolha deve ser analisada para o melhor aproveitamento das áreas vulneráveis (BARBOSA, 2006). Entretanto, o problema das inundações urbanas é complexo, e deve envolver ações multidisciplinares e abrangentes sobre a bacia hidrográfica, como sistema integrado e dinâmico.

Ressalta-se que podem ser tomadas para reduzir os riscos de perdas e danos à população, mas estes nunca poderão ser eliminados, por causa da imprevisibilidade das inundações e principalmente pela inviabilidade econômica e espacial de eliminar o seu efeito (TUCCI, 2007). As medidas estruturais não são projetadas para dar uma proteção completa, isto exigiria a proteção contra a maior enchente possível, que é inviável, como já foi indicado. Historicamente, a adoção de medidas estruturais como única solução para o problema das inundações sempre se mostrou incompleta (MACEDO apud ZAHED FILHO et al., 2012).

Conforme Delgado (2000), há certo consenso no meio técnico que o controle possível não é sobre a inundação, mas sim visando atenuar os danos sobre a população, e, assim, o grau de proteção desejável e os custos necessários implicam em decisões que extrapolam o caráter técnico e assumem dimensão política.

É preciso estar atento ao fato de que dificilmente será encontrada solução definitiva para o problema das inundações. Nem mesmo países como Estados Unidos da América (EUA), Alemanha, Japão e França, com muitos recursos disponíveis e vasta experiência no combate às catástrofes produzidas por chuvas em níveis excepcionais, conseguem evitá-las (FENDRICH apud LIMA, 2000).

No âmbito político, geralmente se dá preferência às medidas estruturais, pois elas são facilmente perceptíveis pela população, embora nem sempre sejam tão efetivas quanto outras medidas ou medidas combinadas (SOUZA apud: MENDES et al., 2004). As medidas não-estruturais, em conjunto com as estruturais ou sem essas, podem minimizar significativamente o prejuízo com um custo menor. O custo de proteção de uma área inundável por medidas estruturais, em geral, é superior ao de obras não-estruturais.

A gestão das crises de inundação precisa de um sistema de políticas de decisão, e este deve ser concebido de modo muito aberto, a fim de contemplar todas tipologias dos riscos de inundação. Hoje, os sistemas de decisão deverão incluir as avaliações dos impactos ambientais, da percepção pública e da participação do público (ROCHA, 1998).

2.2 Medidas Estruturais

As medidas estruturais são classificadas em extensivas ou intensivas. Na tabela 4 são resumidas as principais características das medidas estruturais, que serão descritas nos próximos itens.

Tabela 4 – Vantagens, desvantagens e aplicações de medidas estruturais para controle de inundações

MEDIDA	PRINCIPAL VANTAGEM	PRINCIPAL DESVANTAGEM	APLICAÇÃO
MEDIDAS EXTENSIVAS:			
Cobertura vegetal	Redução do pico de cheia	Impraticável para grandes áreas	Pequenas bacias
Controle de perda	Reduz assoreamento	Idem ao anterior	Pequenas bacias
MEDIDAS INTENSIVAS			
Diques e pôlders	Alto grau de proteção de uma área	Danos significativos caso falhe	Grandes rios
Melhoria do canal:			
- Redução da rugosidade por desobstrução	Aumento da vazão com pouco investimento	Efeito localizado	Pequenos rios
- Corte de meandro	Amplia a área protegida e acelera escoamento	Impacto negativo em rio com fundo aluvionar	Área de inundação estreita
Reservatórios:			
- Todos os reservatórios	Controle a jusante	Localização Difícil	Bacias intermediárias
- Reservatórios com comportas	Mais eficiente com o mesmo volume	Vulnerável a erros humanos	Projetos de usos múltiplos
- Reservatórios de cheias	Operação com o mínimo de perdas	Custo não partilhado	Restrito ao controle de enchentes
Mudança de canal:			
- Caminho da cheia	Amortecimento do volume	Depende da topografia	Grandes bacias
- Desvios	Reduz vazão do canal principal	Idem ao anterior	Bacias médias e grandes

Fonte: SIMONSET, et al. apud TUCCI, 2007 (Adaptado).

2.2.1 Medidas estruturais intensivas

As medidas intensivas são aquelas que agem diretamente sobre o corpo d'água e podem ser divididas, quanto à abordagem da intervenção, em três tipos:

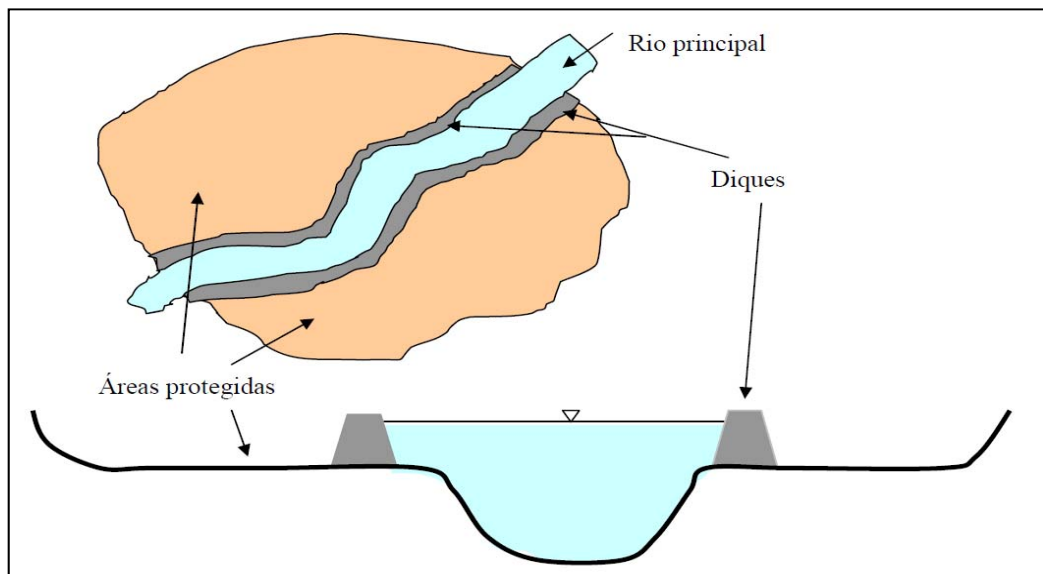
a) Acelerar o escoamento:

A aceleração do escoamento consiste em aumentar a velocidade de escoamento para a jusante e pode ser obtida pela construção de diques e pôlders, retificação ou por modificações morfológicas do curso d'água, por exemplo.

Diques ou pôlders são barramentos ou muros laterais de terra ou concreto, inclinados ou retos, construídos a certa distância das margens, que protegem as áreas ribeirinhas contra o

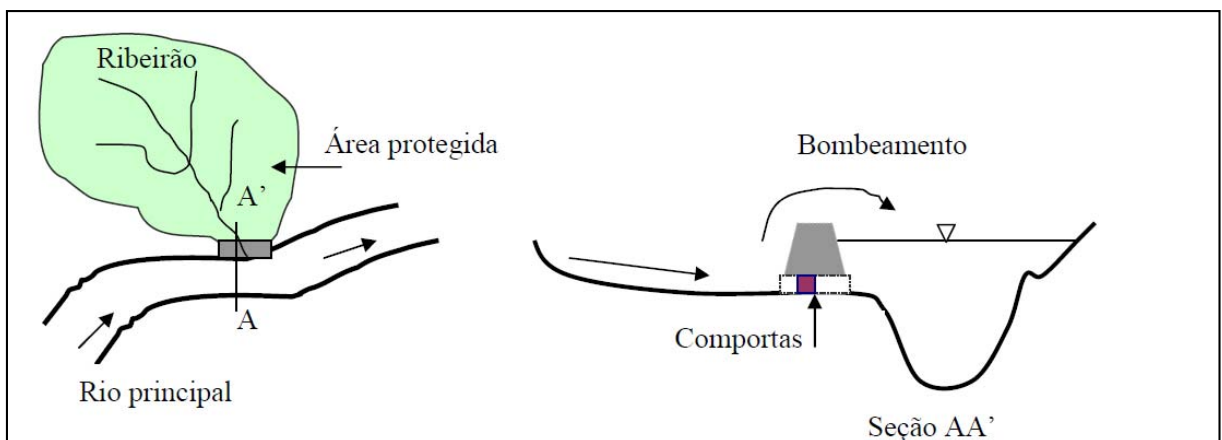
extravasamento (Figuras 6 e 7). Com as barreiras, a onda de cheia escoa mais rapidamente e é transferida para a jusante. Estes tipos de estruturas asseguram o controle completo das cheias até o limite estabelecido e, no caso de rompimento, os danos são maiores do que se não existissem. A diferença entre polders e diques é que os polders utilizam estação de bombeamento para retirar as águas que chegam à área protegida durante a enchente.

Figura 6 - Desenho representativo de um dique



Fonte: CORDERO, TERAN e MEDEIROS, 1999.

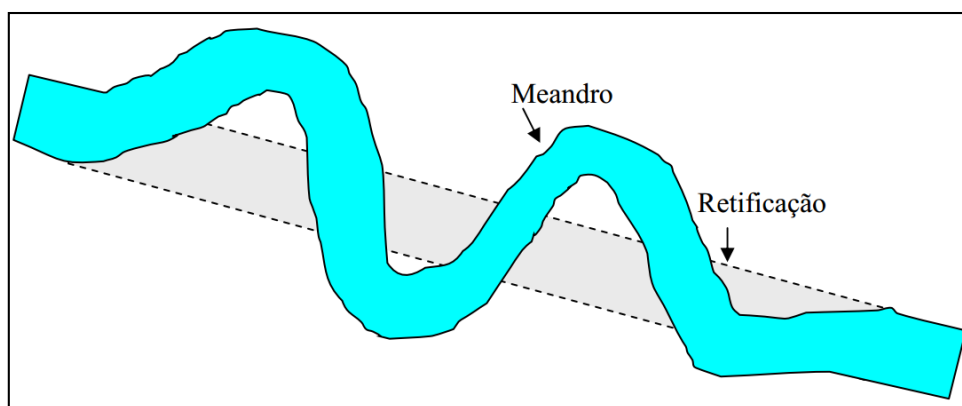
Figura 7 - Desenho representativo de um polder



Fonte: CORDERO, TERAN e MEDEIROS, 2000.

Modificações na morfologia do rio também podem aumentar a capacidade de vazão, mas sem que haja aumento de nível. Dessa forma, é preciso aumentar a seção transversal ou a velocidade de escoamento. O aumento da seção pode ser obtido com o alargamento do canal natural. Para aumentar a velocidade é necessário reduzir a rugosidade, tirando obstruções ao escoamento, dragando o rio, aumentando a declividade pelo corte de meandros ou aprofundando o rio (Figura 8). Essas medidas, em geral, apresentam custos elevados e podem gerar danos à jusante.

Figura 8 -. Desenho representativo de retificação de um curso d'água



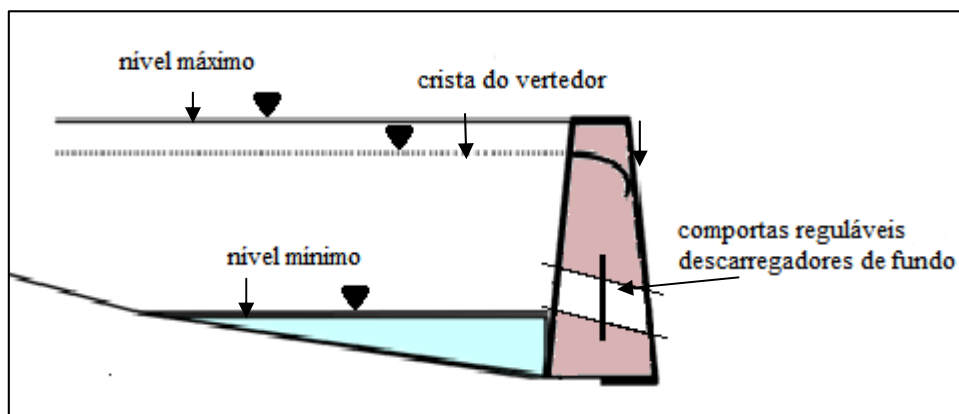
Fonte: CORDERO; TERAN e MEDEIROS, 1999

b) Retardar o escoamento:

Reservatórios e bacias de amortecimento são utilizados para amortecer a vazão de cheia com a retenção de parte do volume de enchente, procurando manter no rio uma vazão inferior àquela que provoca extravasamento do leito. O volume retido pode ser liberado aos poucos, ou o pode ser armazenado para abastecimento, irrigação e outros fins. O reservatório pode ser utilizado quando existe relevo conveniente a montante da área atingida, mas exige altos custos de construção e desapropriação.

A Figura 9 representa o desenho esquemático de um reservatório com comportas. O uso de reservatórios no controle de cheias será abordado com maior profundidade em outra seção.

Figura 9 - Desenho esquemático de um reservatório com comportas

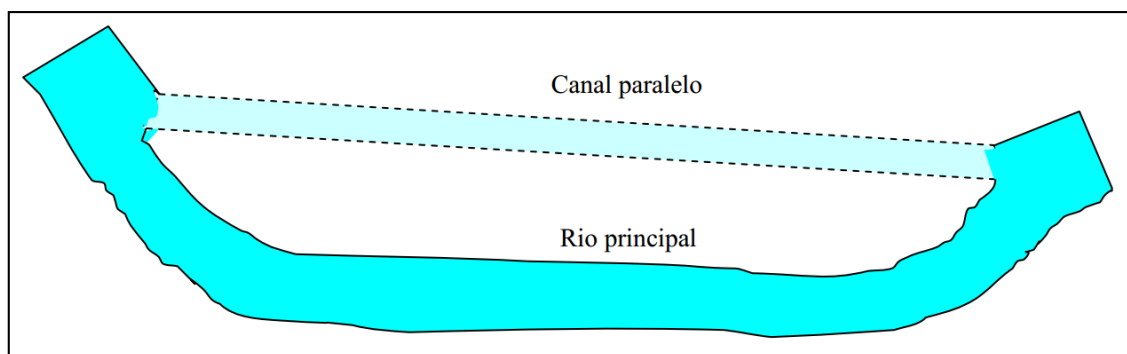


Fonte: CORDERO, TERAN e MEDEIROS, 1999 (Adaptado).

c) Desviar o escoamento

Canais de desvios servem para desviar parte da vazão da cheia do curso d'água, principal, diminuindo a vazão do rio na zona que se deseja proteger. Outras opções são os canais paralelos (Figura 10), com a vazão sendo desviada e retornando ao curso d'água em uma seção menos crítica, ou canais extravasores, que são utilizados apenas a partir de uma determinada cheia de projeto.

Figura 10 - Desenho representativo de desvio de canal



Fonte: CORDERO, TERAN e MEDEIROS, 1990.

Em geral, os diques e os reservatórios são mais apropriados em planícies de inundação, que são utilizadas de forma mais intensiva. Nessas áreas, as estruturas à prova de inundação e as medidas de proteção das linhas de comunicação, podem reduzir seus efeitos debilitantes para a economia (BARBOSA, 2006).

2.2.2 Medidas estruturais extensivas

As medidas extensivas são aquelas que agem na superfície da bacia, procurando modificar as relações entre precipitação e escoamento (TUCCI, 2007), como o controle da cobertura vegetal e o controle da erosão do solo.

O controle da cobertura vegetal reduz as vazões máximas e a erosão do solo, devido ao amortecimento do impacto das gotas de chuva, além de ajudar no controle da erosão. Mas a extensão do reflorestamento ou revegetação para a bacia envolve um custo significativo, além da existência de pressões para a ocupação, e por isso torna-se frequentemente inviável.

O controle da erosão do solo pode ser realizado através de pequenos reservatórios (também chamados de barraginhas), estabilização das margens e práticas agrícolas corretas. Ao evitar-se a erosão do solo, é combatido o assoreamento da calha do curso d'água, que acaba se espalhando para as áreas adjacentes a níveis mais altos.

Outros exemplos de medidas estruturais extensivas, utilizadas no controle de inundações urbanas são obras de microdrenagem, pavimentos permeáveis, valas de infiltração, bacias de percolação, armazenamento em telhados, obras de controle da erosão do solo (SOUZA apud: MENDES et al., 2004).

2.3 Medidas Não-estruturais

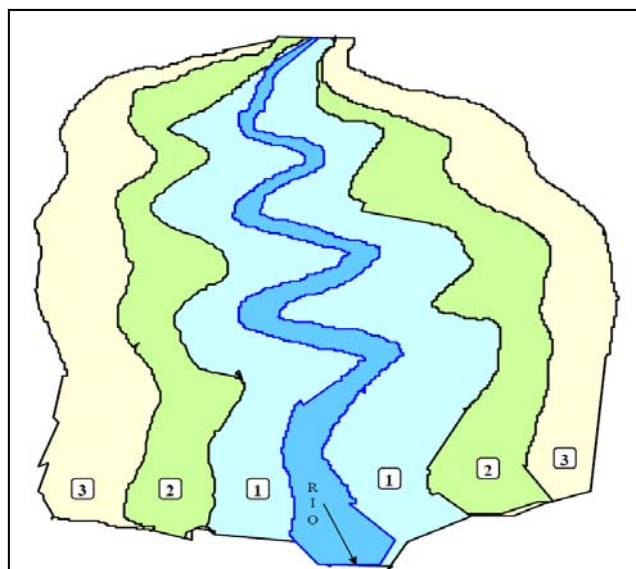
Medidas não-estruturais são aquelas que têm caráter extensivo, podendo ser de natureza institucional, administrativa ou financeira. Envolvem medidas de regulamentação do uso do solo e/ou zoneamento das áreas de risco, definição de padrões de construção resistentes à inundação, educação, seguros e ações de defesa civil (previsão e alerta), entre outras, que modificam a vulnerabilidade aos eventos de inundação. Estas são medidas que ganharam destaque nos últimos 20 anos na Europa.

Segundo Rocha (1998), a estratégia para modificar a vulnerabilidade é evitar as utilizações perigosas, não econômicas ou indesejáveis das zonas inundáveis. Dentre as medidas, deve ter destaque o zoneamento das áreas inundáveis. Isto reforça a necessidade de desenvolver regras robustas e eficazes para a gestão das cheias e das inundações. (ROCHA, 1998).

O zoneamento consiste na definição de um conjunto de regras para a ocupação das áreas de maior risco de inundação, permitindo a ocupação racional das zonas ribeirinhas. O zoneamento, conforme Cordero, Terane Medeiros (1990), é definido por zonas altimétricas

sujeitas a diferentes frequências de cheias, classificadas em zonas de 1 a 3, indo do maior para o menor risco de inundação (Figura 11).

Figura 11 - Desenho representativo de um sistema de zoneamento



Fonte: CORDERO; TERAN; MEDEIROS, 1990.

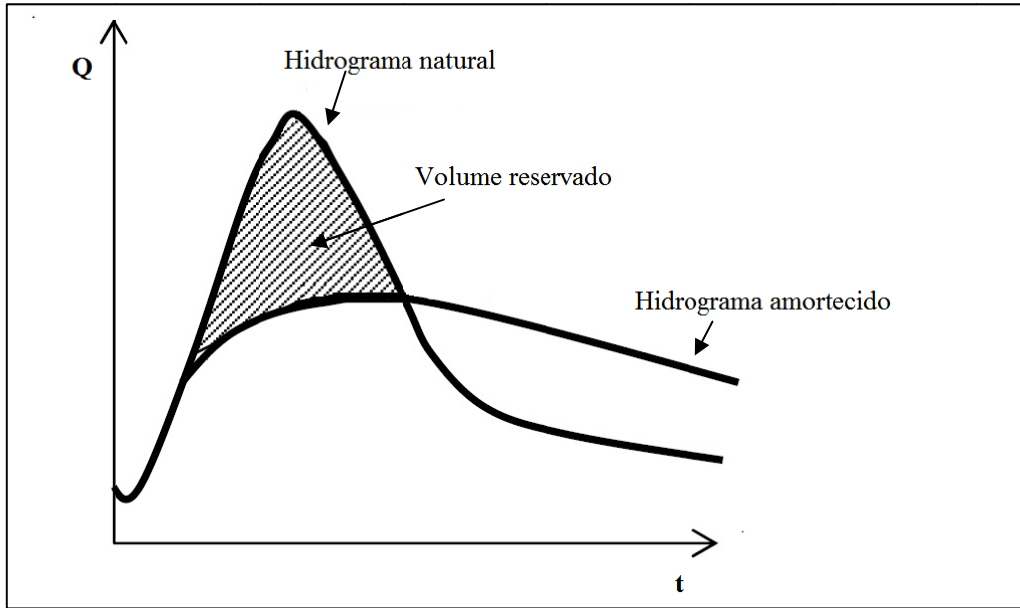
2.4. Uso de reservatórios no controle de cheias

Reservatórios podem ser construídos para desempenhar uma ou mais funções e, entre elas, pode ser citado o controle de cheias, como foi introduzido no ponto 2.2.1, em que se tratou de medidas estruturais intensivas de controle de enchentes.

Um reservatório de controle de cheias funciona retendo, por certo tempo, parte do volume da água que constitui a onda de cheia e o descarregando depois que as vazões estiverem normalizadas. Reduz-se, assim, o pico das vazões que ocorreriam sem a influência da barragem e prolonga-se o tempo de duração do hidrograma. A figura 12 mostra o hidrograma natural do evento de cheia e o hidrograma amortecido pelo reservatório.

Um reservatório pode funcionar com ou sem controle de operação. Um reservatório sem controle de operação é aquele que não dispõe de comportas de vertedor ou de fundo, e a cheia é regulada pelas condições do vertedor livre. Neste caso, o volume disponível do reservatório para acumulação pode ser ocupado com os primeiros hidrogramas de cheia do período chuvoso, e deixa de apresentar o efeito desejado quando ocorre um evento extremo. Quando existem comportas, é possível utilizar com maior eficiência, o volume disponível para controle de enchente.

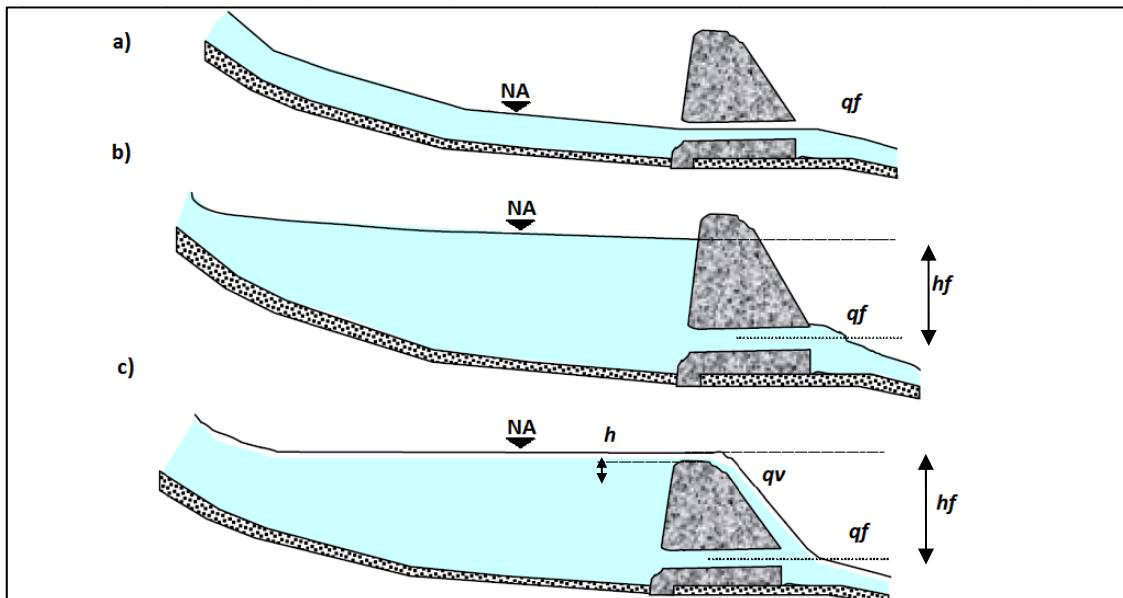
Figura 12 - Esquema da laminação da onda de cheia por uma barragem



Fonte: CORDERO, TERAN e MEDEIROS, 1999.

Existem diversos tipos de reservatórios para controle de cheias, mas essencialmente, o reservatório é uma estrutura que barra a água, em oportuna seção de um curso d'água, a qual é acompanhada de dois tipos de descarregadores: um de fundo e outro na superfície da barragem, do tipo vertedor ou extravasor. Na figura 13 está esquematizado um reservatório para controle de cheia:

Figura 13 - Esquema funcional de um reservatório



Fonte: CORDERO, TERAN e MEDEIROS, 1999 (Adaptado).

Em qualquer reservatório de controle de cheias, o vertedor funciona sempre aberto, ou seja, fica sem controle, enquanto que os descarregadores de fundo geralmente são equipados com instrumentos mecânicos e com comportas que permitem regular a abertura da seção disponível para saída da água. No vertedor de uma barragem, também pode ser instalada uma comporta regulável, mas este mecanismo é instalado com frequência em reservatórios destinados a reservar água para multiuso, não se constrói nunca em reservatórios destinados para o controle de cheia.

O volume total de um evento de vazão pode ser medido pela área delimitada pelo hidrograma, e o volume reservado determinado pela área compreendida entre os hidrogramas de saída e entrada (Equação 1). Utilizando cálculo numérico e ignorando a variação da vazão que ocorre em um intervalo de tempo, o volume pode ser dividido em diversos retângulos, conforme a equação:

Equação 1:

$$\Delta V = \Delta A_g = \Delta t \cdot Q$$

Onde ΔV representa a diferença do volume no intervalo de tempo; ΔA_g representa a diferença da área do gráfico, Δt representa o intervalo de tempo transcorrido e Q é a vazão apresentada.

O somatório de todas as variações de volume representa o volume do evento. Quanto menores forem os intervalos, menor será o erro decorrente da consideração da vazão constante em cada intervalo.

Supondo que em uma seção de curso d'água haja uma barragem munida de um orifício de fundo (ou mais) e, que as comportas dos orifícios estejam abertas. Até que a vazão do rio não supere certo limite, essa vazão pode passar livremente através do orifício de fundo, e não há praticamente nenhuma alteração do regime natural: é a situação que está representada na Figura 13a. Nesta situação, o reservatório está inoperante. A situação muda quando ocorre uma cheia com valores superiores à vazão que o orifício consegue escoar, pois a água passa a ser armazenada no reservatório. Essa condição está representada esquematicamente na figura 13b.

À medida que chega ao reservatório uma vazão acima de seu escoamento, o volume de água excedente fica retido e eleva a linha de água no reservatório. Se o volume e a vazão da cheia são tão elevados que a linha d'água atinge a crista do vertedor, situação representada

na figura 13c, há outra estrutura para descarga de água: o descarregador de superfície, ou vertedor.

O vertedor é a principal tipo de estrutura de saída de água que se destina a liberar o excesso de água. O vertedor é dimensionado para permitir a passagem de uma cheia rara (alto tempo de retorno) com segurança, podendo ser livre ou controlado por comportas.

2.5 Procedimentos de cálculo de propagação de hidrograma de cheia em reservatório

2.5.1 Cálculo do hidrograma de projeto a partir das vazões máximas

A vazão máxima é entendida como sendo o valor de vazão associado a um risco, de ser igualado ou ultrapassado (TUCCI, 2007). Em geral, uma inundação é representada pela sua vazão máxima, mas a distribuição temporal do evento também interfere na atuação de estruturas de controle de cheias.

O hidrograma é a representação de um evento de vazão com o tempo, e está associado a um tempo de retorno.

Determina-se o hidrograma esperado para um evento de inundação (aqui será chamado de hidrograma de cheia) para ser utilizado, por exemplo, na definição e dimensionamento de medidas de proteção contra enchentes.

No cálculo do hidrograma, podem ser utilizados métodos baseados em dados de chuva, que fazem a transformação da chuva em vazão, ou quando se dispõe da série histórica de vazão, pode-se recorrer a modelos ou leis de probabilidade já consagrados, que permitem prever a cheia por meio da extrapolação dos dados para condições mais críticas, com a aplicação de estatística aos dados de vazões máximas observadas (como será mostrado na próxima seção). A seleção da técnica mais apropriada para a determinação da cheia de projeto depende do tipo, quantidade e qualidade dos dados hidrológicos disponíveis (BARBOSA JR, 2000).

A determinação do hidrograma com base em dados de vazão pode basear-se em diferentes critérios, que admitem alguma simplificação. Neste trabalho será utilizado o método de estatísticas dos hidrogramas. Este método foi utilizado por Pfafetter apud Tucci (2007), e através da estatística de vazões máximas de diferentes durações, constrói um hidrograma característico. Os procedimentos conforme descrito por Tucci (2007) são:

- “a) Ajuste de uma distribuição estatística às vazões máximas para diferentes durações (por exemplo, vazão máxima de 1, 2, 5 e 10 dias), variando da instantânea, ou diária, ao tempo de base do hidrograma apresentado na bacia;
- b) Escolhido o risco T, são determinadas as vazões $Q_1, Q_2, Q_3... Q_n$, para as durações $d_1, d_2, d_3... d_n$, respectivamente; e,
- c) As vazões do hidrograma são: $Q_{n1} = Q_1$ com duração d_1 , que corresponde ao máximo. Para a duração d_2 , a ordenada é $Q_{n2} = (Q_2 d_2 - Q_1 d_1) / (d_2 - d_1)$. Para a duração d_i , a ordenada é $Q_{ni} = (Q_i d_i - Q_{i-1} d_{i-1}) / (d_i - d_{i-1})$. As abscissas correspondentes à subida e descida do hidrograma são definidos de acordo com a maior frequência verificada nos dados observados. Por exemplo, na vazão de duração de dois dias, a vazão máxima de um dia é conhecida, o valor seguinte pode estar antes ou depois do pico. O segundo valor é posicionado de acordo com a maior frequência observada nos dados. O hidrograma resultante terá o volume correspondente a maior duração escolhida, para o tempo de retorno TR, com pico Q_{n1} .

As principais limitações do método são: a) o volume e pico não ocorrem necessariamente no mesmo evento, para o mesmo risco; b) nada indica que as condições de cheia se repetirão para a combinação estimada por esta metodologia”.

2.5.2 Ajuste de distribuição estatística

Todo projeto de engenharia é planejado para o futuro, não havendo certeza absoluta das condições de trabalho da estrutura. É preciso, assim, levar em conta as incertezas inerentes à metodologia que podem causar prejuízos não previstos. Uma vez que o comportamento exato das vazões em anos futuros não pode ser absolutamente previsto, procura-se introduzir modelos de probabilidade, a partir de enfoque estatístico que consiste em definir a relação entre as descargas máximas e as correspondentes frequências de ocorrência, apoiando-se no estudo de uma série de dados observados. Recorre-se, pois, à análise estatística com o propósito de utilizar os eventos de descargas observadas (série histórica de vazões), como meio de se efetuar a projeção para um período de tempo maior.

A premissa básica para a modelagem estatística é de que as cheias verificadas em um determinado período passado podem ocorrer em um período futuro de características hidrológicas semelhantes, atendendo ao princípio da estacionariedade estatística (na média, variância, assimetria, autocorrelação) e admitindo-se, ainda, que as amostras utilizadas nos estudos sejam estatisticamente representativas.

A distribuição de Gumbel (máximos) é a distribuição de dados extremos mais usada na análise de frequência de variáveis hidrológicas, com inúmeras aplicações na determinação de relações de intensidade-duração-frequência de precipitações intensas e estudos de vazões de enchentes (NAGHETTINI e PINTO, 2007).

Em 1928, Fisher e Tippett, tomando de vários conjuntos de muitas amostras, o maior valor de cada conjunto, mostraram que a distribuição dos valores extremos é independente da distribuição original, e se comporta como função limite. Gumbel, em 1945, sugeriu que essa distribuição de valores extremos seria apropriada para a análise de frequência das cheias, desde que a série fosse anual, isto é, cada vazão da série de valores extremos fosse a maior vazão de uma amostra de 365 possibilidades (BARBOSA JR., 2000).

Apoiando-se no argumento de que não há limite físico para o valor da máxima vazão de enchente, Gumbel sugeriu que a probabilidade de ocorrência da cheia de magnitude igual ou superior a um dado valor (probabilidade de excedência) pode ser expressa por (PEDRAZZI, 2004; NAGHETTINI e PINTO, 2007):

Equação 2:

$$P(X \geq x) = 1 - e^{-e^{-y}} = \frac{1}{TR}$$

Onde P é a probabilidade de um valor extremo X ser maior ou igual a um dado valor x, no caso, o valor x é um valor de vazão; TR é o período de retorno, em anos, e y é a variável reduzida Gumbel.

Aplicando ln em ambos os termos e rearranjando a equação, pode-se definir a variável y em função do TR:

Equação 3:

$$\begin{aligned} -e^{-e^{-y}} = \frac{1}{TR} - 1 &\Rightarrow e^{-e^{-y}} = 1 - \frac{1}{TR} \Rightarrow e^{-e^{-y}} = \frac{TR-1}{TR} \Rightarrow -e^{-y} = \ln\left(\frac{TR-1}{TR}\right) \\ \Rightarrow e^{-y} = -\ln\left(\frac{TR-1}{TR}\right) &\Rightarrow -y = \ln\left[-\ln\left(\frac{TR-1}{TR}\right)\right] \Rightarrow y = -\ln\left[-\ln\left(\frac{TR-1}{TR}\right)\right] \end{aligned}$$

Como y depende de período de retorno TR, pode-se escrever y como y_{TR} . A relação entre y_{TR} e a vazão para um determinado TR é dada por:

Equação 4

$$y_{TR} = \frac{Q_{TR} - \bar{Q} + 0,45 \cdot S_x}{0,7797 \cdot S_x}$$

Onde Q_{TR} é a vazão para um determinado período de retorno TR; \bar{Q} = média da amostra; S_x = desvio padrão da amostra; y_{TR} é a variável reduzida Gumbel para período de retorno TR.

Com a distribuição estatística das vazões máximas, é possível obter o hidrograma de enchente para a análise.

2.5.3 Regionalização da vazão

Difícilmente há dados para os estudos hidrológicos nas áreas de interesse, ou os dados que existem podem ser insuficientes ou pouco confiáveis. É preciso então explorar os dados existentes em postos de coleta próximos, através de cálculos de regionalização hidrológica.

A regionalização hidrológica consiste na transferência de informações de um local para outro, dentro de uma área de comportamento hidrológico semelhante (homogênea), e pode ocorrer na forma de uma variável, função ou parâmetro (ANGONEZE, 2011; TUCCI, 2007).

A regionalização de vazões busca identificar as relações entre os valores de vazões máximas, médias ou mínimas com a área da bacia e outras características físicas da região (COLLISCHONN e DORNELLES, 2013). As relações normalmente são da forma apresentada na equação abaixo:

Equação 5:

$$Q = \alpha \cdot A^\beta$$

Onde α e β são constantes de uma região hidrologia homogênea, Q é a vazão (m³/s) e A é a área de drenagem (m²).

A metodologia mais simples, e bastante utilizada para a determinação da vazão em um local sem dados, é a suposição de uma proporcionalidade linear entre a área e a vazão

($\beta=1$). (RIBEIRO, MARQUES e SILVA, 2005, COLLISCHONN e DORNELLES, 2013). Em outras palavras, toma-se o quociente entre a vazão e a área, a vazão específica, de um local mais próximo com dados e multiplica-se pela área do local sem dados.

2.5.4 Propagação da vazão em reservatórios

Para calcular o efeito de um reservatório sobre uma cheia podem ser utilizadas técnicas de cálculo de propagação de cheias em reservatório. Uma das formas mais simples de calcular a propagação de vazão num reservatório é conhecida como método Puls modificado.

A equação da continuidade aplicada a um reservatório é dada por:

Equação 6:

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

Onde S é o volume (m^3); t é o tempo (s); I é a vazão afluyente (m^3/s) e Q é a vazão de saída do reservatório (m^3/s).

Na vazão de saída, estão incluídas todas as perdas do reservatório com a evaporação, infiltração e retiradas para abastecimento, vazão turbinada e vertida.

Esta equação pode ser reescrita em intervalos discretos como:

Equação 7:

$$\frac{S_{t+\Delta t} - S_t}{\Delta t} = \bar{I} - \bar{Q}$$

Onde \bar{I} e \bar{Q} representam valores médios da vazão afluyente e defluyente do reservatório ao longo do intervalo de tempo Δt .

Considerando uma variação linear de I e Q ao longo de Δt , a equação pode ser reescrita como:

Equação 8:

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

Onde I_t , $I_{t+\Delta t}$, Q_t e $Q_{t+\Delta t}$ são os valores de início e final do intervalo de tempo.

Nesta equação, em cada intervalo de tempo Δt são conhecidas a vazão de entrada $I_t + I_{t+\Delta t}$ no tempo t e em $t+\Delta t$, respectivamente; a vazão de saída Q_t no instante de tempo t ; e o volume S_t armazenado no instante de tempo t . Não são conhecidos os termos $S_{t+\Delta t}$ e $Q_{t+\Delta t}$, e ambos dependem do nível da água.

Por sua vez, a equação acima pode ser reescrita colocando os termos conhecidos no lado direito e os desconhecidos no lado esquerdo:

Equação 9:

$$\frac{2 \cdot S_{t+\Delta t}}{\Delta t} + Q_{t+\Delta t} = I_t + I_{t+\Delta t} + \frac{2 \cdot S_t}{\Delta t} - Q_t$$

O método de Puls modificado diferencia-se do método de Puls, pois as equações são expressas em termos de vazões, enquanto o outro é escrito em termos de volume.

3 METODOLOGIA

3.1 Obtenções de dados

Com a definição do local em que seria avaliado o efeito de UHE a fio d'água, no leito do Rio Taquari-Antas, tornou-se necessário obter uma série de dados hidrológicos para compor a informação de entrada nas simulações: o hidrograma de cheia.

Dentre as estações com dados fluviométricos e pluviométricas disponíveis ao longo do Rio das Antas, ativas e inativas, optou-se pela Estação Fluviométrica Monte Claro (Tabela 6). Os motivos para escolha foram: a) os dados de fluviométricos dispensam mais cálculos e incertezas inerentes da transformação de chuva em escoamento; b) existência de série longa de dados consistidos, mesmo considerando falhas nos dados; c) localização geográfica praticamente coincidente com um dos pontos de estudo, UHE Monte Claro, e próxima dos demais; d) a Estação tornou-se inativa em 2001, antes do início da operação das três UHEs em

estudo no Rio das Antas, visto que a primeira unidade geradora entrou em operação em 2004 com a UHE Monte Claro.

Tabela 6 -. Dados da Estação Fluviométrica Monte Claro (código 86460000)

Código	Nome da Estação	Município	Entidade	Área de drenagem	Coordenadas	
86460000	Monte Claro	Veranópolis	CEEE	12.100 m ²	-29°02'00"	-51°31'00"

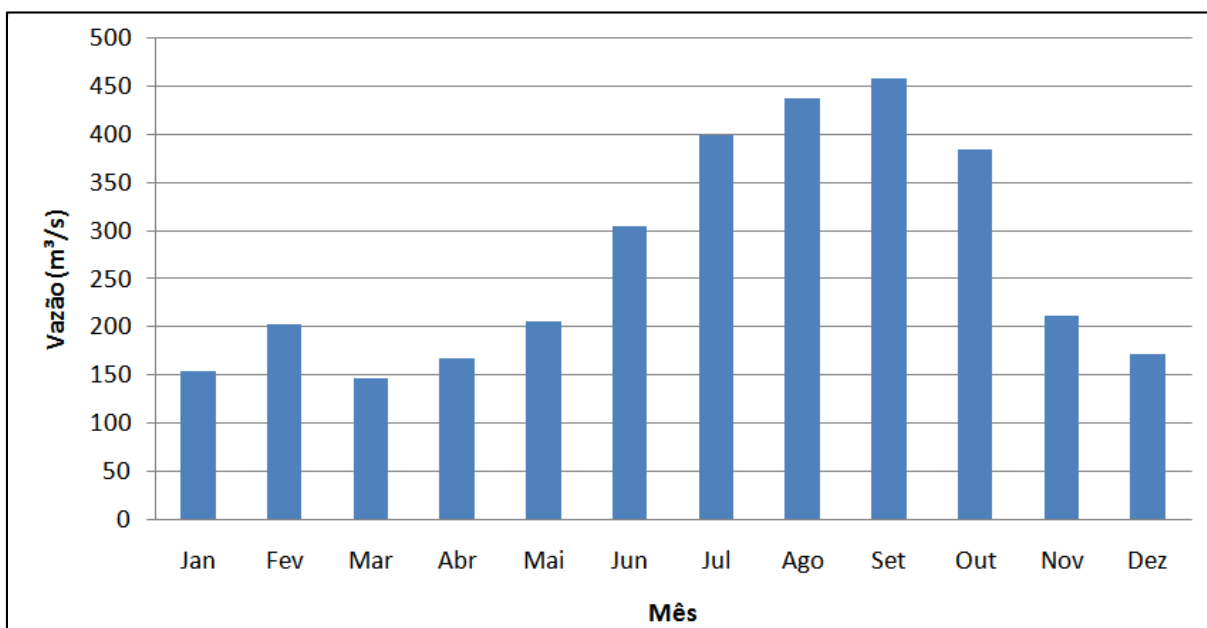
A série histórica da estação foi obtida por meio de download no site de informações hidrológicas (HidroWeb) da Agência Nacional de Águas (ANA), cujos dados hidrológicos são oriundos do monitoramento da rede hidrometeorológica nacional, sob coordenação da ANA.

A estação apresenta dados em dois períodos, um de 1931 a 1938 e outro de 1942 a 2001, e são indicados como consistidos. Entretanto, há falhas nos dados, no caso, dias em que não houve registro da vazão diária. Para evitar comprometimento nos resultados, as falhas foram listadas na Tabela 7, registrando-se o número de falhas, em quais meses elas ocorreram e quais foram às vazões máximas registradas nas respectivas séries anuais. Para analisar os dados, calculou-se a vazão média apresentada por mês, que fornece a informação dos períodos de estiagem e cheia da região (Figura 14). Tais dados forneceram a informação necessária para julgar a adequabilidade de cada série anual composta por vazões diárias.

Tabela 7 – Análise das falhas de dados na Estação Fluviométrica Monte Claro (código 86460000)

Ano	Dias com dados	Dias sem dados	Meses com falha nos dados	Vazão máxima registrada na série anual (m³/s)	Utilizar a série anual?
1931	181	184	julho à dezembro	1.421,50	Não
1938	197	168	julho à dezembro	2.825,50	Não
1942	136	229	janeiro à setembro	1.639,50	Não
1948	344	22	Novembro	2.560,80	Sim
1954	343	22	agosto à setembro	6.700,00	Sim
1978	275	90	janeiro à março	2.081,50	Sim
2001	304	61	novembro à dezembro	7.998,00	Sim

Figura 14 - Hidrograma de vazões médias mensais registradas na Estação Fluviométrica Monte Claro (código 86460000)



A vazão máxima de 1978 foi mantida pois as falhas ocorreram em meses em que as vazões são historicamente menores, ou seja, com baixa probabilidade de que tenha ocorrido a vazão máxima anual. Já nas demais séries, o período de falhas coincidia com o de maiores vazões anuais. Estas séries foram analisadas em comparação com as séries de postos fluviométricos próximos, verificando se a maior vazão registrada era compatível com o maior evento de vazão. Com este julgamento, optou-se por manter as informações dos anos de 1931, 1948, 1954 e 2001 e descartar as dos anos de 1938 e 1942, como indica a última coluna da Tabela 7.

Assim, das 71 séries anuais correspondentes aos anos compreendidos entre 1931 e 2001, tempo em que a Estação Fluviométrica esteve ativa, há seis anos com falhas: três anos sem nenhuma vazão registrada (1939 a 1941) e três anos cujas séries foram descartadas pela análise da adequabilidade (1931, 1938 e 1942). 65 séries anuais foram consideradas adequadas e disponíveis para análise das vazões máximas.

3.2 Determinação do hidrograma de cheia

As simulações deste trabalho consideraram eventos isolados de cheia (independentes), ou seja, sem interferência de outros eventos em dias próximos. Para mensurar o evento de enchente, gerou-se um hidrograma de enchente para variados tempos de

retorno baseado no método de estatística de hidrogramas. Os procedimentos, detalhando o método descrito por Pfafstetter apud Tucci (2007), foram:

a) Definição das vazões máximas com duração de n dias:

Segundo o método de Pfafstetter apud Tucci (2007), as vazões máximas com duração de n dias compõem as abscissas do hidrograma de enchente. O número n de vazões de n dias a ser definido deve contemplar toda a passagem da onda de cheia, incluindo a ascensão, o pico e o declínio das vazões, ou seja, o tempo de base do hidrograma. Conforme a literatura, o tempo máximo entre a observação do pico máximo de chuva e o pico máximo do hidrograma de cheia nas cidades de Encantado e de Estrela é de 3 dias (BOMBASSARO e ROBAINA, 2010), portanto, esse é o tempo estimado para a ascensão do hidrograma.

Os eventos de vazões extremas registrados nas séries históricas da Estação Fluviométrica Monte Claro registram o efeito de uma passagem de cheia durante até 8 dias, considerando eventos isolados. Após, observou-se que era estabilizada uma vazão média ou havia interferência de outro evento de enchente. Dessa forma, foram calculadas as vazões máximas de até 8 dias de duração, assim denominadas: Q1= vazão máxima com duração de 1 dia, Q2= vazão máxima com duração de 2 dias . Q8 = vazão máxima com duração de 8 dias.

Para definir a vazão máxima anual com n dias de duração, foi feito o calculado da média de n registros de vazão sequenciais. Depois do cálculo das vazões, selecionaram-se as máximas vazões médias anuais para cada duração.

b) Escolha dos Tempos de Retorno:

Para ter abrangência na análise, optou-se por simular os efeitos de atenuação do pico de cheia das estruturas existentes com diferentes TR, desde a vazão em que geralmente observa-se uma enchente mínima, TR de 2 anos, até um valor relativamente alto, TR de 50 anos. Os TR simulados foram: 2, 5,10, 15, 25, 30 e 50 anos. Calculou-se também o hidrograma com TR de 100 anos, apesar de que a relação cota e volume fornecida pela CERAN não comporte simulações desta magnitude.

c) Ajuste de uma distribuição estatística:

Ajustou-se a distribuição estatística de Gumbel às vazões máximas anuais para cada tempo de duração n. Esta distribuição utiliza os valores da média e desvio padrão dos dados de vazões máximas registrados, e permite a determinação das vazões para os períodos de retorno escolhidos.

d) Determinação do hidrograma de cheia para todos os TR:

Os hidrogramas compõem-se pelas vazões de n dias para um mesmo TR, colocadas na ordem em que ocorrem com mais frequência nos hidrogramas observados. Entretanto, nos eventos observados não se identificou recorrência. Optou-se, então, pela seguinte sequência de ordenação das abscissas do hidrograma: Q8, Q5, Q3, Q1 (vazão de pico do hidrograma), Q2, Q4, Q6 e Q7.

O resultado obtido foi o hidrograma de cheia de diferentes tempos de retorno para a Estação Fluviométrica Monte Claro, considerado o hidrograma de entrada na UHE Monte Claro. Para as demais estações, seria necessário realizar os mesmos cálculos com os dados de vazões nas seções do Rio das Antas onde estas se encontram. Como não há estações com dados nestes locais, é possível fazer as transferências das informações através de um método de regionalização de vazões.

Como as estações se encontram no leito do mesmo rio, em sequência, é razoável que a regionalização possa ser feita através da relação entre a área das bacias hidrográficas, se considerado que a bacia é homogênea (sem grandes variações nas condições de escoamento ao longo da bacia). Adotou-se que a vazão específica, ou vazão gerada a cada m² drenado, é a mesma.

Equação 10

$$Q_{esp} = \frac{Q_{MC}}{A_{MC}} = \frac{Q_{14J}}{A_{14J}} = \frac{Q_{CA}}{A_{CA}}$$

Onde Q_{esp} é a vazão específica da Bacia Hidrográfica (m³/s m²) Q_{MC} , Q_{14J} e Q_{CA} são as vazões (m³/s) do Rio das Antas e A_{MC} , A_{14J} e A_{CA} (m³) são as áreas de drenagem medidas nas UHEs Monte Claro, 14 de Julho e Castro Alves, respectivamente.

Considerando que a área de drenagem da UHE Monte Claro no barramento é 12.113,7 km², a da UHE Castro Alves é 7.742,6 km² e a da UHE 14 de Julho é 12.757,6 km², a Equação 10 que estabelece a relação entre as vazões escoadas na UHE 14 de Julho (Q_{14J}) e as vazões na UHE Monte Claro (Q_{MC}) é::

Equação 11

$$Q_{14J} = 1,05732 Q_{MC}$$

E as vazões escoadas até a UHE Castro Alves (Q_{CA}) são dadas pela equação 12:

Equação 12

$$Q_{CA} = 0,63916Q_{MC}$$

3.3 Dispositivos de saída dos reservatórios

Com os cálculos realizados na seção anterior, foi obtido o hidrograma afluente a cada uma das barragens. A capacidade de retenção de água da barragem dependerá de seu dimensionamento, como a altura da soleira vertente, e de seus dispositivos de saída. A CERAN fornece alguns dados técnicos da barragem, selecionados e reunidos na Tabela 8.

Tabela 8 - Dados técnicos das UHEs

		UHE Castro	UHE Monte	UHE 14 de
Parâmetros		Alves	Claro	Julho
Vazão Remanescente	Cota da soleira de base (m)	231,00	135,00	95,00
	Vazão ecológica mínima - $Q_{mín}$ (m ³ /s)	17,00	18,60	28,22
Barramento	Comprimento da soleira vertente (m)	240,00	180,00	247,00
	Elevação da soleira vertente	240,00	148,00	104,00
Turbinas	Número de turbinas	3	2	2
	Vazão unitária nominal (m ³ /s)	58,48	192,91	180,27
	Potência unitária nominal (MW)	44,58	67,10	56,69
Reservatório	NA máximo normal (m)	240,00	148,00	104,00
	NA máximo de enchente (m)	246,44	156,50	110,15
	Área inundada (km ²)	5	1,4	6,6
	Volume no nível de água (NA) máximo normal (10 ⁶ m ³)	91,77	11,28	55,18

Fonte: CERAN, 2014 (Adaptado).

A água que fica retida irá formar o lago da barragem obedecendo à relação entre cota e volume à jusante do barramento. A relação é determinada através de estudos topográficos ao longo do leito do Rio das Antas. Para a realização deste trabalho, a operadora das usinas, a CERAN, forneceu os dados de cota e volume (Figuras 15 a 17), que também estão disponíveis para consulta na página eletrônica do Operador Nacional do Sistema Elétrico (ONS), órgão responsável pela coordenação e controle da operação das instalações de geração e transmissão de energia elétrica no Sistema Interligado Nacional (SIN), sob a fiscalização e regulação da Agência Nacional de Energia Elétrica (Aneel).

Figura 15 - Gráfico com a relação entre cota e volume na UHE Castro Alves

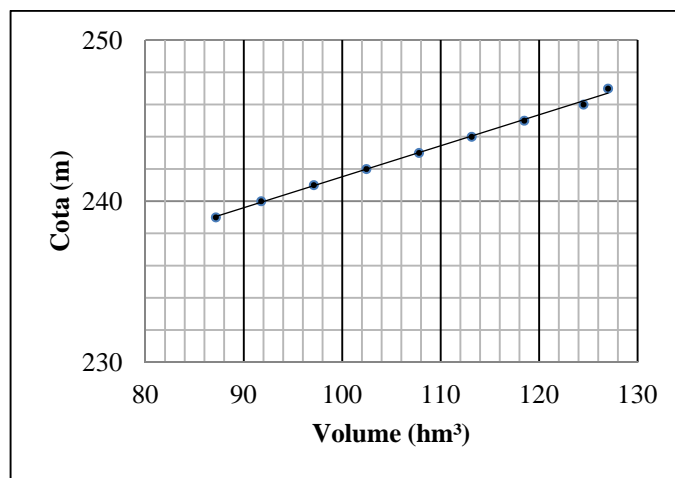


Figura 16 - Gráfico com a relação entre cota e volume na UHE Monte Claro

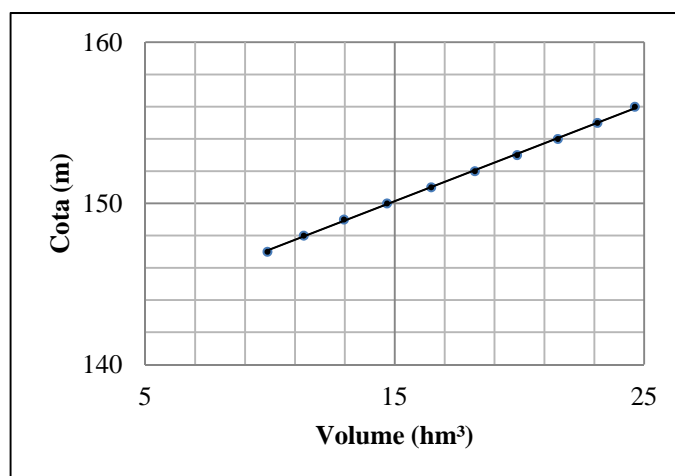
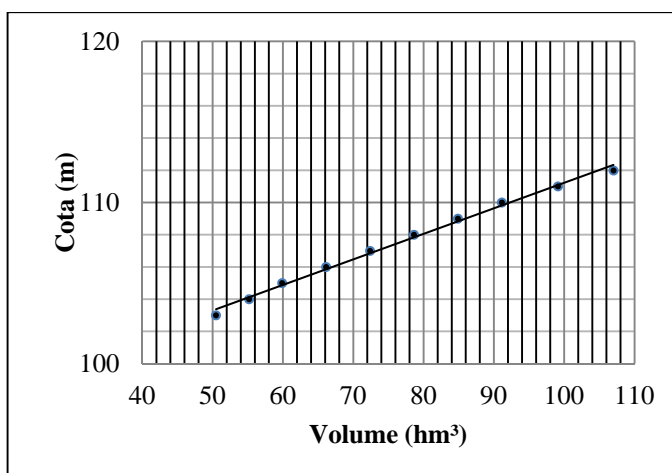


Figura 17 - Gráfico com a relação entre cota e volume na UHE 14 de Julho



Agora, considerando a existência do reservatório, deseja-se saber qual é a provável vazão efluente. Determinou-se que a água poderia deixar a barragem através dos dispositivos de saída: os descarregadores de fundo ou o vertedor, e que haveria uma saída constante de vazão determinada pela vazão ecológica mínima. Perdas por infiltração, evaporação ou tomadas de água para outros usos foram desconsideradas.

Para os cálculos, atribuiu-se que a base do descarregador possui seção circular e seu eixo está localizado no nível da base da barragem mais o valor raio. Também é necessário conhecer a área do descarregador, uma vez que a vazão efluente é função da área e da coluna d'água, que varia com o tempo. Utilizando informações conhecidas, a vazão turbinada e cota da coluna d'água fornecida quando ocorre o nível máximo de água, pode ser calculada através da Equação 13, determinando a área e o diâmetro do descarregador (dobro do raio), conforme a Tabela 9.

Equação 13:

$$q_f = C_f \cdot A_f \sqrt{2gh_f}$$

Onde A_f é a área da seção transversal do descarregador (m^2); g é a aceleração da gravidade ($m.s^2$); h_f é a altura da água desde a superfície até o centro do orifício (m) e C_f é um coeficiente empírico do descarregador de fundo, com valor próximo a 0,6.

Tabela 9 - Área e do diâmetro do descarregador de fundo

UHE	NA máx normal (m)	Cota da soleira (m)	H (m)	Vazão nominal (m ³ /s)	A _{df} (m ²) Equação 2	Diâmetro (m)
Monte Claro	148,00	135,00	13,00	192,91	20,13	5,06
Castro Alves	240,00	231,00	9,00	58,48	7,33	3,06
14 de Julho	104,00	95,00	9,00	180,27	22,61	5,36

Outra estrutura para saída de água do reservatório que foi considerada é o vertedor. Esta estrutura é dimensionada para possibilitar o escoamento das vazões de cheias de projeto, após o amortecimento, pelo reservatório. No caso de uma barragem a fio d'água, a água está sempre vertendo. Como mostra a equação de descarga (Equação 14), a saída através do vertedor depende da lâmina de água que se forma sobre a soleira vertente, cuja cota está explicitada na Tabela 9.

A vazão de um vertedor é dependente da altura da água sobre a soleira, conforme a equação abaixo:

Equação 14:

$$q_v = \frac{2}{3} C_v \cdot L \cdot h_2^3 \cdot \sqrt{2 \cdot g}$$

Onde q_v é a vazão do vertedor (m³/s); L é o comprimento da soleira (m); h é a altura da lâmina de água sobre a soleira (m); e C_v é um coeficiente do vertedor com valor aproximado de 0,6. É importante destacar que a vazão tem uma relação não linear com o nível da água.

3.4 Propagação do hidrograma nos reservatórios

Utilizou-se o método de Puls modificado para calcular o efeito da cheia no reservatório, que, como já foi apresentado anteriormente, é um método que equaciona as entradas e saídas no reservatório em um intervalo de tempo. Em cada passo do cálculo, os valores conhecidos são calculados para obter-se, por interpolação, os dados desconhecidos.

Já os hidrogramas que deixam os reservatórios dependem das estruturas de saída existentes, que, conforme se atribuiu, são os descarregadores de fundo, o vertedor de superfície e uma saída constante igual à vazão ecológica mínima. A vazão de saída, Q , em qualquer tempo, pode ser calculada em pela soma das vazões que saem pelas estruturas de saída (equações 13 e 14) e a $Q_{\text{mín}}$:

$$Q = q_f + q_v + Q_{\text{mín}} \Rightarrow 2,65 A_{\text{df}} \sqrt{h_f} + 1,77 \cdot L \cdot h_2^3 + Q_{\text{mín}}$$

Onde h_f é a altura da água desde a superfície até o centro do orifício (m), h é a altura da lâmina de água sobre a soleira (m); L é o comprimento da soleira (m) e $Q_{\text{mín}}$ é o valor fixo de vazão determinado pela vazão ecológica mínima.

Conforme as equações, as vazões que passam pelos descarregadores de fundo e pelo vertedor são relacionadas com a altura da coluna d'água no reservatório, variando a cada cálculo. Por isso, as etapas do cálculo dos hidrogramas de saída, foram feitos para pequenos intervalos de tempo, com a discretização em intervalos de 5 minutos.

As simulações utilizaram os dados do hidrograma de entrada e os submeteram à simulação de duas condições iniciais para a cota inicial do nível d'água no reservatório: a) cota igual à cota da crista do vertedor; b) cota igual à cota da base da barragem.

Os resultados refletem o efeito dos reservatórios, ao se comparar o hidrograma de entrada no reservatório, e o de saída, para um mesmo tempo de retorno.

Com a definição dos hidrogramas de entrada, pode-se analisar qual o volume de espera que seria necessário para causar uma redução de pico apreciável. A análise pode ser feita estipulando qual seria a vazão de saída máxima e integrando a vazão excedente, que seria necessário reservar.

4 RESULTADOS

O estudo da capacidade de armazenamento de ondas de cheia pelos reservatórios das Usinas da hidrelétricas existentes na Bacia do Rio Taquari-Antas foi realizado para seis hidrogramas representativos de eventos de TR de 5, 10, 15, 25, 30 e 50 anos. O hidrograma de entrada com TR de 100 anos também foi gerado, mas, como um evento com essa dimensão extrapola a capacidade de análise através da relação entre cota e volume fornecida pela operadora das usinas, a CERAN, gerou-se apenas o hidrograma de entrada. Os hidrogramas

de entrada são dados nas Tabelas 10 a 12, a seguir, e a Figura 18 ilustra o resultado no formato de um gráfico de hidrogramas para a UHE 14 de Julho.

Tabela 10 – Hidrograma de entrada da UHE Castro Alves

Dia\TR	2 anos	5 anos	10 anos	15 anos	25 anos	30 anos	50 anos	100 anos
1	931,10	1311,66	1563,62	1705,78	1881,98	1944,35	2118,15	2352,58
2	1178,11	1663,40	1984,70	2165,97	2390,66	2470,20	2691,83	2990,78
3	1487,92	2079,86	2471,78	2692,90	2966,98	3063,99	3334,34	3698,99
4	2083,01	3028,02	3653,69	4006,69	4444,24	4599,12	5030,71	5612,85
5	1726,69	2444,94	2920,49	3188,79	3521,34	3639,06	3967,09	4409,54
6	1317,97	1851,94	2205,47	2404,94	2652,17	2739,68	2983,55	3312,48
7	1075,71	1518,60	1811,84	1977,28	2182,34	2254,93	2457,20	2730,03
8	996,05	1407,81	1680,44	1834,25	2024,90	2092,38	2280,44	2534,09

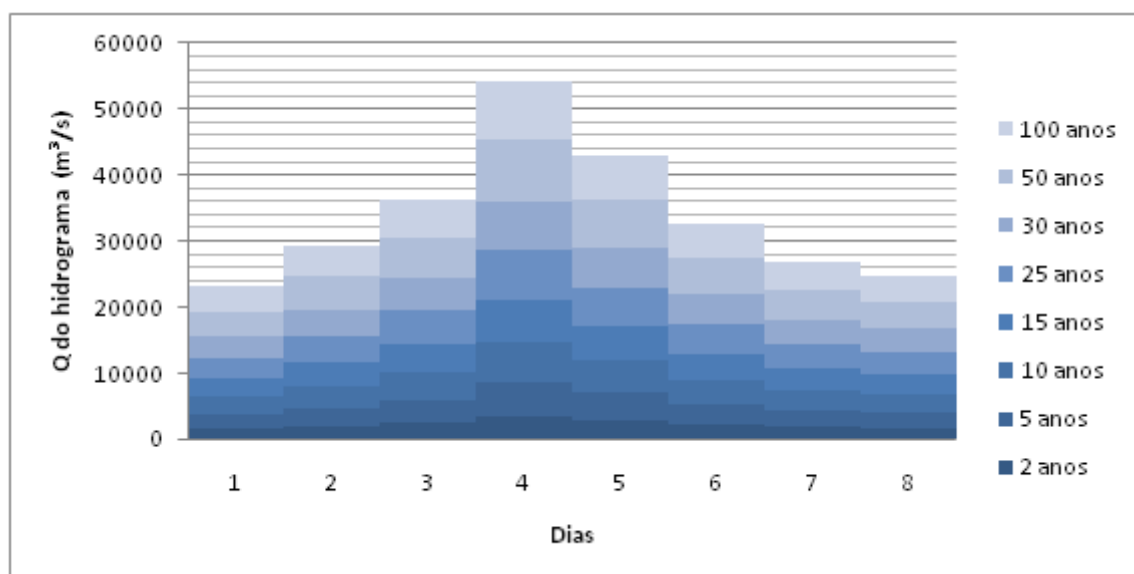
Tabela 11 - Hidrograma de entrada da UHE Monte Claro

Dia\TR	2 anos	5 anos	10 anos	15 anos	25 anos	30 anos	50 anos	100 anos
1	1456,75	2052,16	2446,37	2668,78	2944,45	3042,04	3313,96	3680,74
2	1843,22	2602,47	3105,17	3388,78	3740,32	3864,76	4211,51	4679,23
3	2327,93	3254,06	3867,24	4213,19	4641,99	4793,78	5216,75	5787,26
4	3258,98	4737,49	5716,40	6268,69	6953,25	7195,56	7870,81	8781,60
5	2701,50	3825,24	4569,26	4989,03	5509,32	5693,50	6206,72	6898,97
6	2062,03	2897,46	3450,58	3762,65	4149,46	4286,38	4667,92	5182,56
7	1683,00	2375,93	2834,71	3093,56	3414,39	3527,95	3844,42	4271,28
8	1558,37	2202,60	2629,13	2869,78	3168,06	3273,64	3567,86	3964,72

Tabela 12 - Hidrograma de entrada da UHE 14 de Julho

Dia\TR	2 anos	5 anos	10 anos	15 anos	25 anos	30 anos	50 anos	100 anos
1	1540,25	2169,79	2586,59	2821,75	3113,23	3216,40	3503,92	3891,72
2	1948,87	2751,65	3283,15	3583,03	3954,72	4086,28	4452,92	4947,44
3	2461,36	3440,58	4088,91	4454,69	4908,07	5068,56	5515,77	6118,99
4	3445,79	5009,05	6044,06	6628,01	7351,81	7608,01	8321,96	9284,96
5	2856,35	4044,50	4831,17	5275,00	5825,12	6019,85	6562,49	7294,41
6	2180,23	3063,54	3648,37	3978,32	4387,30	4532,07	4935,49	5479,62
7	1779,47	2512,12	2997,20	3270,88	3610,10	3730,18	4064,78	4516,11
8	1647,70	2328,85	2779,83	3034,27	3349,65	3461,29	3772,37	4191,98

Figura 18 - Hidrograma de entrada na UHE 14 de Julho



Inicialmente calcularam-se os hidrogramas de entrada conforme o método de estatística dos hidrogramas. A seguir, as vazões dos hidrogramas gerados foram transportadas do ponto de dados, a UHE Monte Claro, para as UHE Castro Alves e UHE 14 de Julho, através de relação entre áreas. Com os hidrogramas de entrada, a relação entre cota e volume à jusante do barramento e os dados dos dispositivos para saída de água de cada UHE e os estipulados (cota inicial da água no reservatório e a cota do descarregador de fundo), propagou-se a vazão em cada reservatório pelo método de Puls modificado.

A primeira situação simulada considerou que a cota inicial do nível d'água no reservatório seria igual à cota da crista do vertedor. Nesse caso, representa-se a situação menos favorável para o controle de cheia, pois os reservatórios estariam cheios e não haveria

nenhum volume disponível para armazenamento. Nas tabelas a seguir são apresentados os resultados:

Tabela 13 - Simulação de amortecimento de pico de vazão na UHE Castro Alves

TR (anos)	2	5	10	15	25	30	50
Máxima lâmina sobre a crista (m)	2,68	3,51	4,01	4,28	4,60	4,71	5,01
Máxima Q entrada (m ³ /s)	2.083,01	3.028,02	3.653,69	4.006,69	4.444,24	4.599,12	5.030,71
Máxima Q saída (m ³ /s)	2.053,84	2.990,42	3.611,14	3.961,51	4.395,87	4.549,68	4.977,04
Redução do Pico de Vazão (%)	1,40	1,24	1,16	1,13	1,09	1,07	1,07

Tabela 14 - Simulação de amortecimento pico de vazão na UHE Monte Claro

TR (anos)	2	5	10	15	25	30	50
Máxima lâmina sobre a crista (m)	4,28	5,65	6,47	6,91	7,44	7,62	8,12
Máxima Q entrada (m ³ /s)	3.258,98	4.737,49	5.716,40	6.268,69	6.953,25	7.195,56	7.870,81
Máxima Q saída (m ³ /s)	3.238,92	4.713,62	5.690,59	6.241,85	6.924,61	7.166,39	7.840,17
Redução do Pico de Vazão (%)	0,61	0,50	0,45	0,43	0,41	0,40	0,39

Tabela 15 - Simulação de amortecimento de pico de vazão na UHE 14 de Julho

TR (anos)	2	5	10	15	25	30	50
Máxima lâmina sobre a crista (m)	3,62	4,76	5,45	5,81	6,25	6,40	6,81
Máxima Q entrada (m ³ /s)	3.445,79	5.009,05	6.044,06	6.628,0	7.351,81	7.608,01	8.321,96
Máxima Q saída (m ³ /s)	3.398,48	4.948,26	5.975,30	6.554,9	7.256,65	7.510,00	8.217,74
Redução do Pico de Vazão (%)	1,37	1,21	1,14	1,10	1,29	1,29	1,25

Para simular a segunda situação, em que o reservatório está vazio, adicionou-se um valor de cota inferior aos da relação cota e volume (Figuras 15 a 17), e atribuiu-se que o volume reservado seria equivalente a zero. Esta é uma situação hipotética, pois considera que não haveria um volume morto no reservatório, ou um volume mínimo, e que este estaria inteiramente disponível para o amortecimento da vazão.

Os resultados obtidos foram resumidos na Tabela 16, indicando que as reduções das vazões de pico para as duas hipóteses iniciais, simulando as condição de eventos com TR de 2 e 50 anos, foram idênticas:

Tabela 16 - Efeito das UHE considerando diferentes hipóteses situações iniciais

Preenchimento do Reservatório	Castro Alves		Monte Claro		14 de Julho	
	2 anos	50 anos	2 anos	50 anos	2 anos	50 anos
100%	1,40	1,07	0,61	0,39	1,37	1,25
0%	1,40	1,07	0,61	0,39	1,37	1,25

As Figuras 19 a 24 mostram os hidrogramas de entrada (linha vermelha) e saída (linha azul) para cada situação, UHE e TR.

Figura 19 - Hidrogramas da UHE Castro Alves para TR de 2 anos

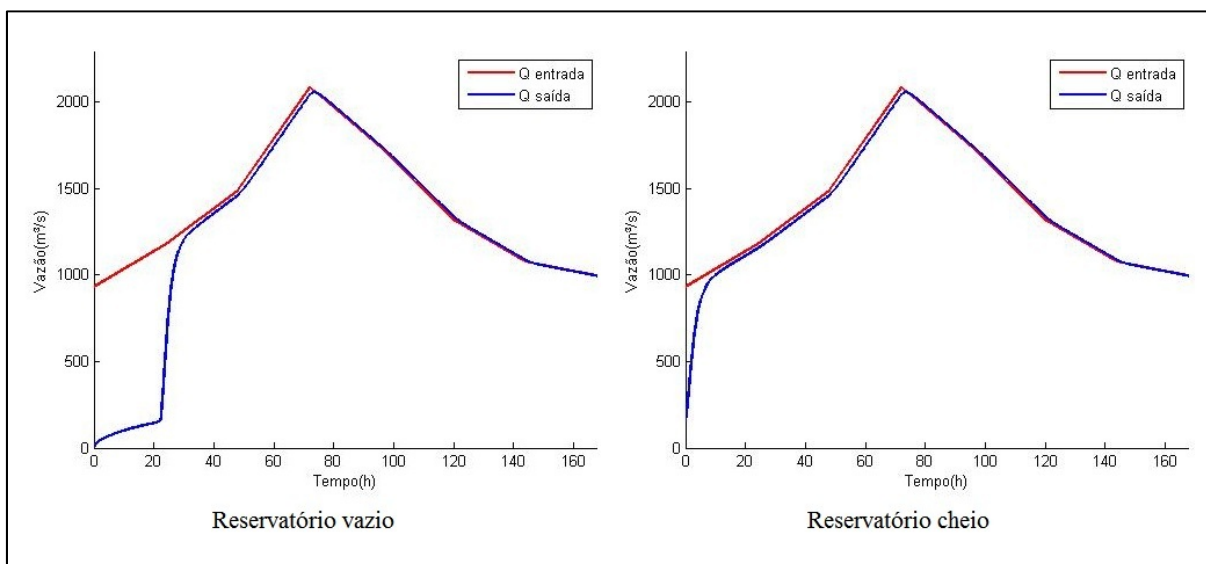


Figura 20 - Hidrogramas da UHE Castro Alves para TR de 50 anos

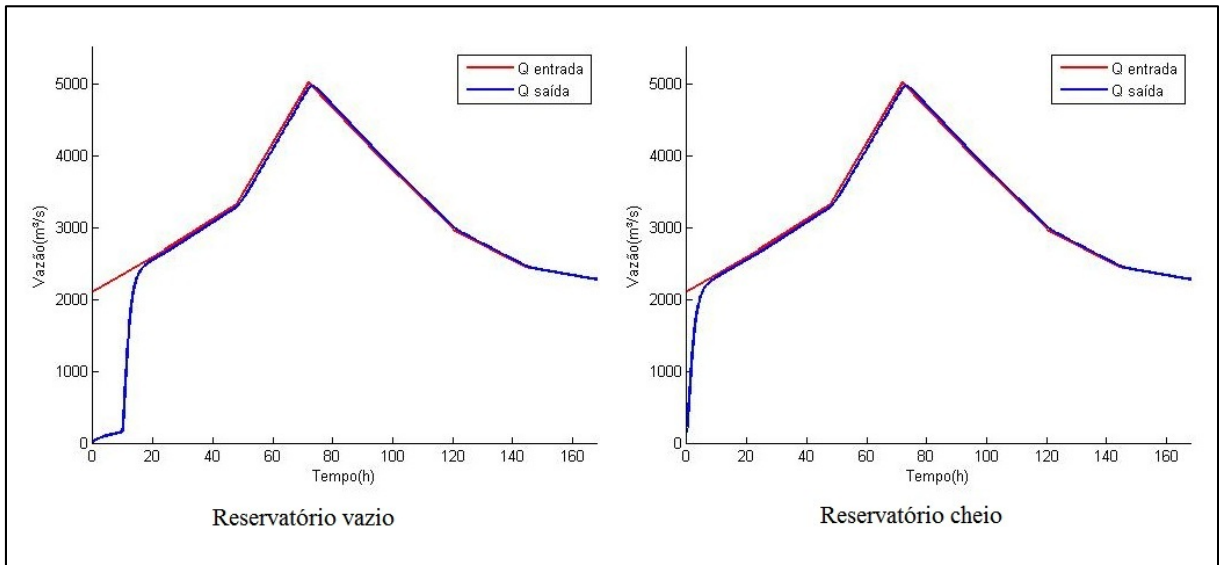


Figura 21 - Hidrogramas da UHE Monte Claro para TR de 2 anos

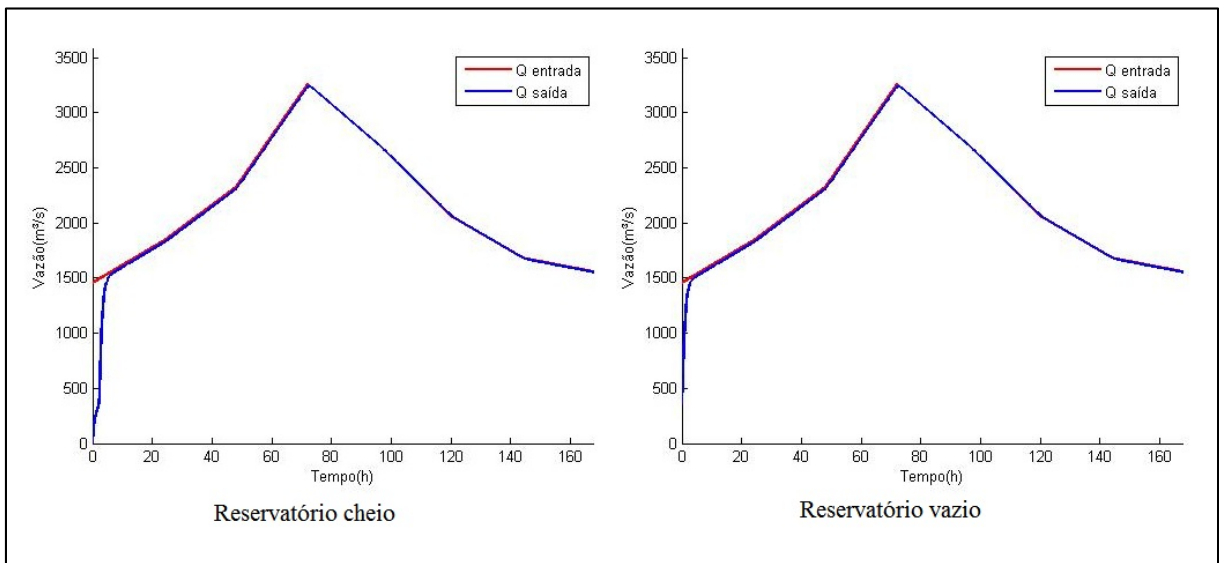


Figura 22 - Hidrogramas da UHE Monte Claro para TR de 50 anos

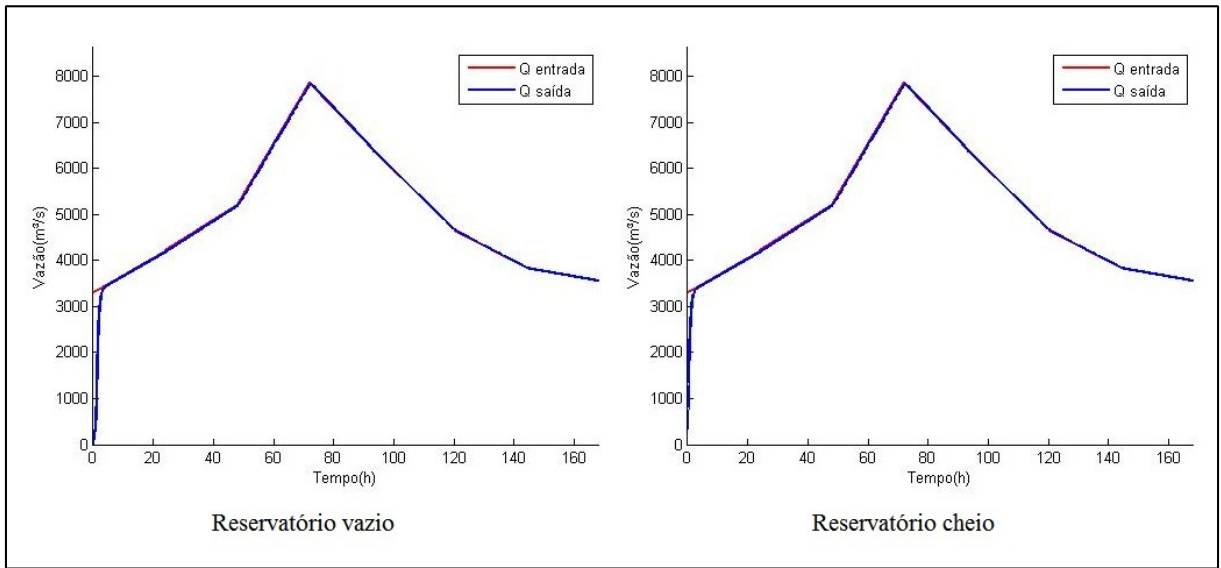


Figura 23 - Hidrogramas da UHE 14 de Julho para TR de 2 anos.

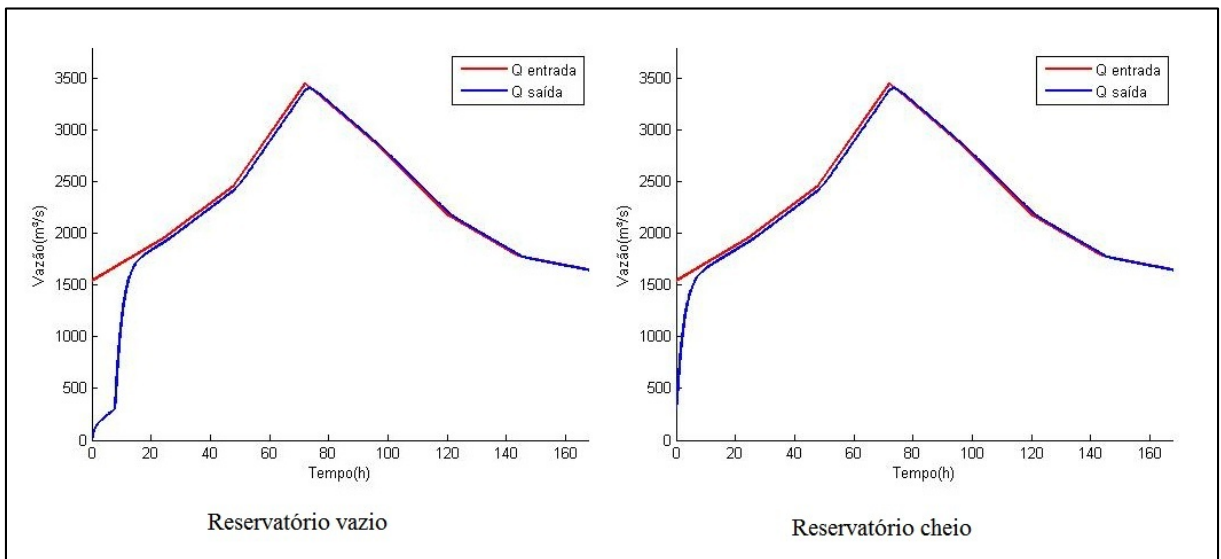
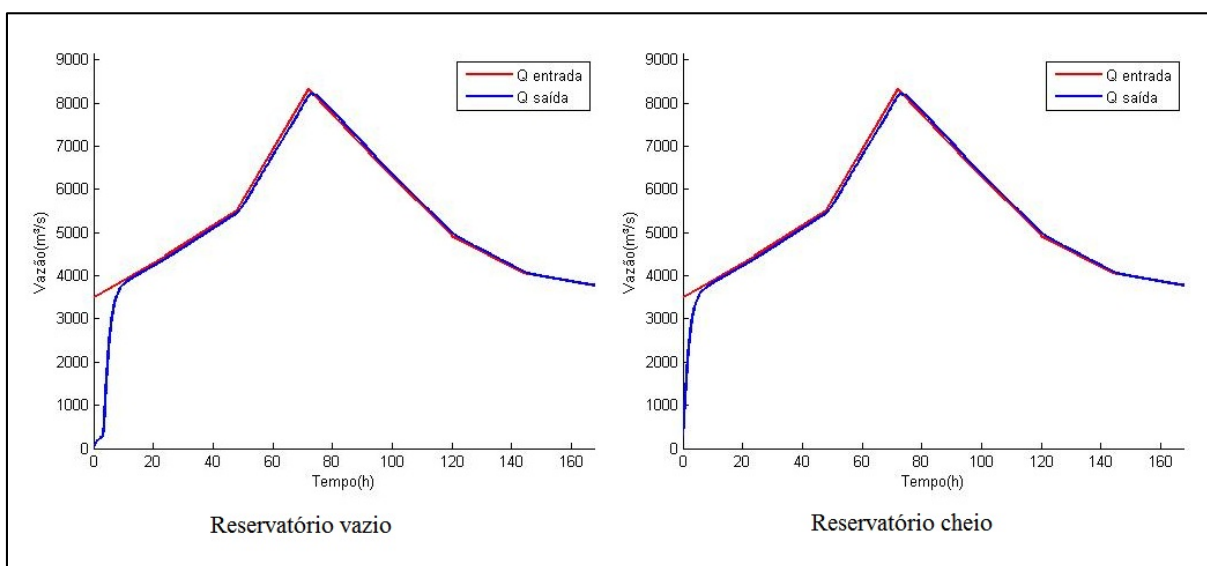


Figura 24 - Hidrogramas da UHE 14 de Julho para TR de 50 anos



A diferença entre os hidrogramas de saída para um mesmo TR se deve à condição inicial do reservatório, que pode estar vazio ou cheio. Na situação do reservatório vazio, a vazão de saída (linha azul) é reduzida até o preenchimento do volume de espera do reservatório e, quando o preenchimento é alcançado, não é possível alterar significativamente as vazões do hidrograma e, tampouco a vazão de pico. O volume de reservação é dado pela área do gráfico formada entre o hidrograma de entrada e saída.

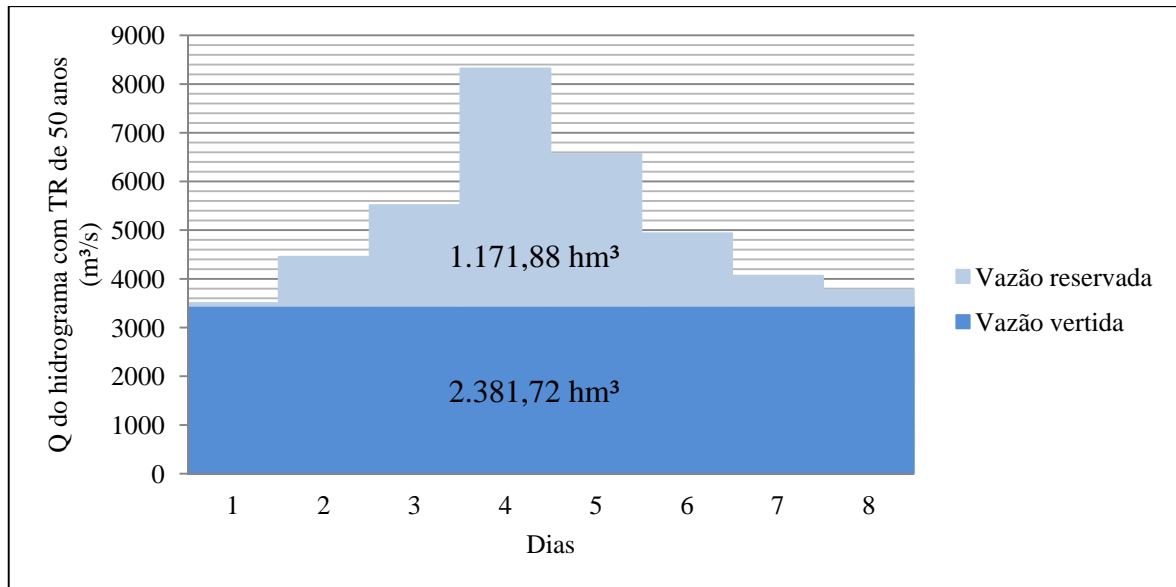
Mesmo na condição de reservatório inicialmente vazio, o amortecimento do hidrograma é quase imperceptível, com os hidrogramas de entrada (linha vermelha) e saída (linha azul) praticamente sobrepostos, conforme indicado também pelos resultados apresentados nas tabelas.

A verificação de que a laminação da vazão é muito pequena nas condições de operação atuais suscita, então, o questionamento de qual deveria ser o volume do reservatório para ter um efeito sobre os eventos de cheia. Assim como Cordero, Silva e Severo (2000) na análise de um dos reservatórios construídos no Vale do Itajaí-SC, a Barragem Norte, pode-se estimar o volume necessário calculando a área do gráfico do hidrograma.

Utilizando a UHE 14 de Julho como exemplo, calculou-se o hidrograma através de um diagrama de blocos. Considerou-se que o reservatório possa liberar uma vazão fixa, através da abertura de comportas, e reservar o restante. Se a vazão máxima liberada fosse equivalente à vazão máxima ($Q_{\text{máx}}$) do hidrograma com TR de 2 anos, 3.445,78 m³/s, seria necessário um reservatório de 1.171,88 hm³ para conter o hidrograma de entrada de TR de 50

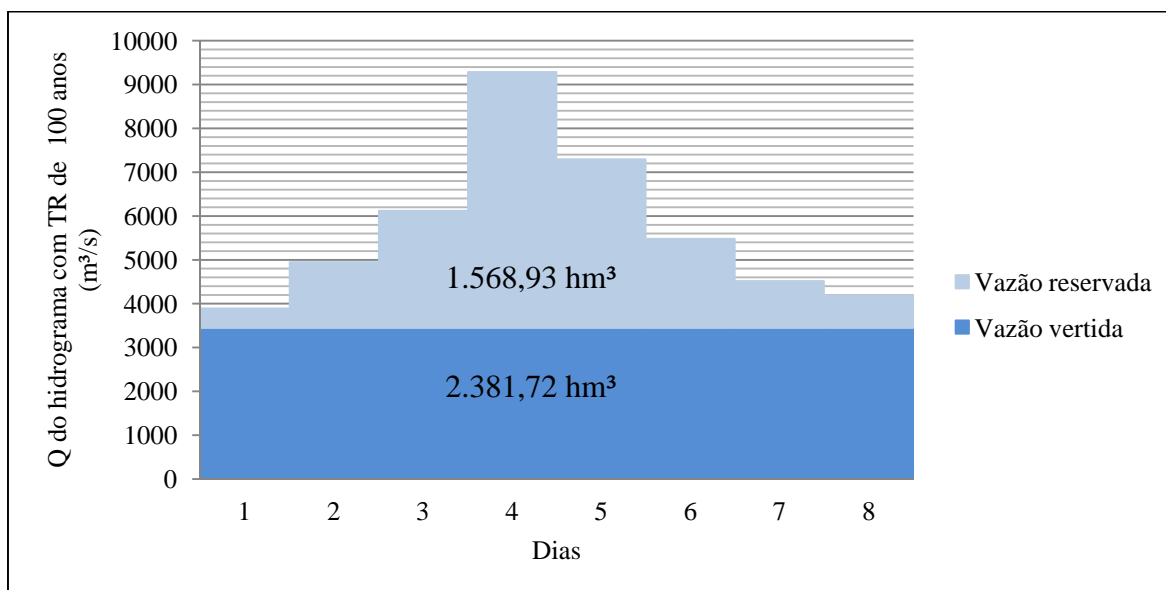
anos que chega à UHE 14 de Julho (Figura 25). Os reservatórios totalizam juntos 158,23 hm³, o que corresponde a 7,41% do volume disponível necessário.

Figura 25 - Hidrograma de entrada e saída com TR de 50 anos em reservatório proposto



Se fosse desejado um reservatório capaz de amortecer o hidrograma com TR de 100 anos que chega à UHE 14 de Julho e que liberasse os mesmos 3.445,78 m³/s, seria necessária uma capacidade de reserva de 1.568,93 hm³ (Figura 26). Os reservatórios existentes correspondem a 9,91% do volume necessário neste caso.

Figura 26 - Hidrograma de entrada e saída com TR de 100 anos em reservatório proposto.

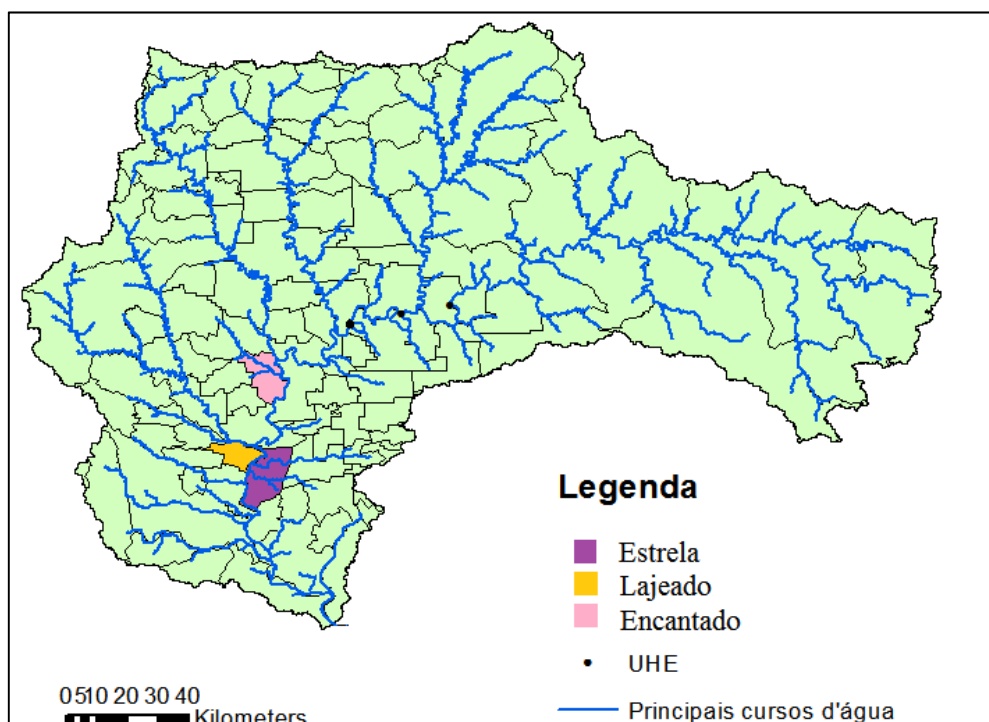


Os demais volumes que seriam necessários alocar o volume hidrogramas de entrada calculados, conforme o tempo de recorrência, e liberando a vazão máxima do TR de 2 anos seriam: TR de 5 anos, estaria controlado; para o TR de 10 anos, seria necessário reservar 232,07hm³; para o TR de 15 anos, 473,44hm³; para o TR de 25 anos, 771,87hm³; para o TR de 30 anos, 877,51hm³/s.

O reservatório da Usina Antas-Prata, que foi propostas em 1970, é 15% maior do que seria necessário para amortecer o reservatório de uma inundação com TR de 100 anos (1.806,00hm³ de reservatório e 1.563,93hm³ necessários). Para otimizar o funcionamento, seria necessário haver um sistema extremamente eficiente para alocação de até 86,96% do volume nos períodos de maior vazão para o controle de enchentes e, no restante do tempo, é provável que a barragem ficasse subutilizada, pois a amplitude entre as vazões, se consideradas as vazões máximas de TR de 2 e 10 anos, por exemplo, é grande.

O amortecimento da vazão realizado pelos reservatórios, ou pelo reservatório que seria projetado, resulta em diminuição da vazão à jusante do complexo de usinas, com resultados positivos para as cidades que são inundadas. O controle das vazões pelo reservatório das usinas é feito até uma área de drenagem de 12.757,60 km², onde está localizada a UHE 14 de Julho. Até as cidades de interesse, há amortizações ao longo do rio (rugosidade, meandros), com incremento de drenagem de mais 6.332,40 km² da área da bacia até Encantado ou de 9.842,40 km² até as cidades de Lajeado e Estrela, como pode ser observado na Figura 27, com os pontos considerados indicados.

Figura 27 -. Localização das Usinas Hidrelétricas e das Cidades de Lajeado, Estrela e Encantado.



Em qualquer uma das situações (com o nível de água no reservatório igual à cota da crista do vertedor ou igual à soleira de base), com a atuação dos reservatórios existentes ou dos hipotéticos, o controle da área de drenagem até a UHE 14 de Julho equivale ao controle de 66,83% da bacia até a cidade de Encantado (12.757,60 km² de 19.090,00 km²) e de 56,45% até as cidades de Lajeado e Estrela (12.757,60 km² de 22.600,00 km²).

Analisou-se, ainda, a redução do nível d'água pelo efeito das UHEs obtida em uma seção do rio Taquari, em Encantado, a qual utilizou a relação cota-vazão (curva-chave) da Estação Fluviométrica Encantado - código 86720000 - e uma regionalização de vazões simplificada. As reduções do pico de vazão obtidas nesta seção resultariam em efeitos imperceptíveis no nível d'água, da ordem de menos de 5 mm.

5 CONCLUSÃO

Este trabalho considerou a possibilidade de uso de reservatórios para controle de inundações na Bacia do Rio Taquari-Antas e, a partir dos estudos hidrológicos apresentados, visou-se a fornecer informações que poderão servir como indicativos para definições de medidas de controle de enchentes, que poderiam atender às expectativas e às necessidades dos habitantes da bacia hidrográfica como um todo.

Afetadas por desastres naturais, é natural que a população questione os métodos propostos e desenvolvidos para mitigação dos danos e sugira outros, podendo participar da busca das soluções mais adequadas. Na Bacia Hidrográfica do Rio Taquari-Antas, a defesa civil e as prefeituras relatam que os moradores afetados pelas inundações são sugeridos a construção de reservatórios, de diques ou a dragagem do rio Taquari como soluções adequadas. O estudo das soluções propostas é uma forma de responder às demandas da população e buscar alternativas as alternativas mais adequadas.

Sendo que a construção de reservatórios é uma medida estrutural recorrentemente lembrada pelos habitantes da região da Bacia do Rio Taquari-Antas, este trabalho se dedicou a analisar a adequabilidade desta opção para esta bacia em específico. Buscou-se a definição dos efeitos das maiores usinas hidrelétricas ao longo da bacia, as UHEs Castro Alves, Monte Claro e 14 de Julho, ainda que a fio d'água, e a estimativa do dimensionamento do volume de reservação que seria necessário.

Considerando hidrogramas de entrada com TR de 2 a 50 anos, a redução do pico da vazão efluente dos reservatórios seria de 1,40 a 1,07% pelo efeito da UHE Castro Alves, de 0,61 a 0,39%, pelo efeito da UHE Monte Claro e de 1,37 a 1,07 pelo efeito da UHE 14 de Julho. Foi demonstrado que o efeito das usinas, que possuem pequena dimensão e capacidade de reservação, é pouco significativo no controle de cheias na bacia. Estes percentuais de atenuação são ainda menos importantes à medida que as vazões são propagadas até as cidades de Estrela, Encantado e Lajeado, pois o rio Taquari recebe as contribuições de outras sub-bacias, diminuindo a atenuação por agregar áreas incrementais de contribuição que não são controladas pelos reservatórios. Visto que estes efeitos individuais são pequenos, não estudou-se o efeito sinérgico das usinas na redução das vazões, já que seriam necessários dados de batimetria dos trechos para realizar a propagação das vazões. Sugere-se que este estudo seja realizado em trabalhos futuros, apesar de, em princípio, não ter-se indícios de reduções significativas aos valores já obtidos.

Para reservar o hidrograma simulado de TR de 50 anos que chega à UHE 14 de Julho, seria necessária uma capacidade de reservação de 1.171,88hm³. Caso possuíssem

reservatório totalmente destinado ao controle de enchentes, o volume total das três UHEs juntas representa 9,91% do volume necessário. Para comparação, seria necessário construir 12,77 barragens iguais a Usina Castro Alves, que possui o maior volume, 91,77 hm³, para atingir o volume que seria alocado para o controle de inundações quando necessário. E para um reservatório que fosse capaz de amortecer o hidrograma de TR de 100 anos, o reservatório disponível precisaria ser de 1.568,93hm³, com as usinas existentes representando 7,41% do total necessário. Para atingir esta capacidade, seriam necessários 22,53 reservatórios do tamanho do equivalente ao da usina Castro Alves. Ainda é preciso observar que mesmo sendo construído um ou mais reservatórios, o problema de inundação não será totalmente solucionado, pois seu dimensionamento é para um determinado risco de ocorrência, podendo ser este superado, o que gera uma falsa sensação de segurança para a população ribeirinha.

Conclui-se, portanto, que os reservatórios das usinas existente na bacia e operadas pela CERAN não possuem capacidade significativa de amortecer as inundações que atingem a bacia, verificando os volumes necessários apresentados.

Se tivesse sido construída uma única grande usina na área, como a Usina Antas-Prata, proposta em inventários feitos no início da década de 1970, esta poderia ter sido considerada capaz de atender ao volume de amortecimento de hidrogramas com TR de até 100 anos. Porém, cabe aqui ressaltar que o volume necessário, 1.563,93hm³, deveria estar totalmente disponível em um evento crítico, dependendo da atuação de monitoramento constante da situação climatológica na bacia e um sistema de alerta que permitisse o esvaziamento em tempo hábil. Estudos técnicos poderiam definir a viabilidade econômica para a construção de uma usina desta magnitude para o uso múltiplo de geração de energia e controle de cheias. Entretanto, é possível afirmar que a construção de um reservatório com a magnitude do Antas-Prata afeta de forma drástica a região, com efeitos físicos, sociais e econômicos e que sua atuação estaria limitada à regulação da vazão de uma área de 66,83% da bacia, o que seria até a cidade de Encantado, ou de 56,45%, até as cidades de Lajeado e Estrela.

Dadas às dimensões do volume que seria necessário alocar para o controle de inundações, em um ou mais reservatórios, e das prováveis intervenções necessárias para atingir este objetivo, também é possível questionar a adoção de reservatórios como principal método para o controle das inundações na bacia, pois de antemão estima-se que seria pequena a sua viabilidade tanto técnica, quanto social, ambiental e financeira.

Ainda assim, com as informações apresentadas dos volumes de espera necessários, é possível estimar e avaliar os impactos decorrentes da construção de reservatórios e os custos, incluindo efeitos prováveis como: a desvalorização próxima aos reservatórios, perda de áreas

inundadas, a valorização das áreas protegidas, desapropriações, remoções, entre outros. Definidos os custos e benefícios, estes podem ser equacionados em comparação com outras medidas que poderiam ser propostas para a região, de preferência pensando em um amplo conjunto de ações. A decisão por uma ou outra medida deve ser responsabilidade dos órgãos tomadores de decisão, com base nas recomendações técnicas, legais e consultas à população.

6 REFERÊNCIAS

ANA. **Relatório Conjuntura dos Recursos Hídricos no Brasil: Informe 2013**. Brasília, DF, 2013.

ANGONEZE, D.L. **Drenagem, Sistemas não Convencionais: Estudo de caso Loteamento em Concórdia- SC**. 2011, Monografia (Especialização em Gestão Integrada em Saneamento Básico). Universidade do Oeste de Santa Catarina - UNOESC, Joaçaba.

MONTOR-MONTREAL. **Programa Taquari-Antas: Plano Diretor do Programa de Desenvolvimento Integrado da Região Taquari-Antas**. Porto Alegre: Secretaria de Obras Públicas, 1972?, v.3.

BARBOSA JR, A.R. **Previsão de Enchentes**. 2000. Disponível em: <http://www.em.ufop.br/deciv/>. Acesso em: 20 de novembro de 2014.

BARBOSA, F. de A. dos R.B. **Medidas de Proteção e Controle de Inundações Urbanas na Bacia do Rio Mamanguape/PB**. 2006. Dissertação (Mestrado). Centro de Tecnologia, Universidade Federal da Paraíba - UFPB, João Pessoa.

BOMBASSARO, M.; ROBAINA, L.E. de S. Contribuição geográfica para o estudo das inundações na Bacia Hidrográfica do Rio Taquari-Antas, RS. **Geografias**, Belo Horizonte, v. 60, p. 69-86, jul./dez. 2010.

BRASIL. Ministério da Integração Nacional. Secretaria Nacional de Defesa Civil. **Anuário Brasileiro de Desastres Naturais: 2012**. Centro Nacional de Gerenciamento de Riscos e Desastres – Brasília, DF, 2012.

CASTILHO, A.S. de. Avaliação preliminar da viabilidade do uso de reservatórios previstos para geração de energia elétrica para minimização dos efeitos de cheias na Bacia do Rio Doce. In: **Anais Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos**, Maceió, 19, 27 nov.-01 dez 2011.

COLLISCHONN, W.; DORNELLES, F. **Hidrologia para engenharia e ciências ambientais**. Ed.1. Porto Alegre: Associação Brasileira de Recursos Hídricos (ABRH), 2013, v. 1.

CORDERO, A.; SILVA, H. dos S.; SEVERO, D.L. Análise da capacidade de armazenamento de ondas de cheia pela Barragem Norte e suas implicações nas comunidades do Vale do Itajaí (SC). In: **Congresso Brasileiro de Meteorologia**, nº 9, Rio de Janeiro, 2000.

CORDERO, A.; SILVA, H. dos S.; SEVERO, D.L. Análise da capacidade de armazenamento de ondas de cheia pela Barragem Norte e suas implicações nas comunidades do Vale do Itajaí (SC). In: **Anais Congresso Brasileiro de Meteorologia**, 11, Rio de Janeiro, 2000.

CORDERO, A.; TERAN, A. L.; MEDEIROS, P.A. Medidas de controle de cheias e erosões. **Revista de Estudos Ambientais**, Blumenau, v. 1, n.2, p. 27-58, maio/agosto. 1999.

DELGADO, P. R. Processos de inundação e situação de risco ambiental. **Sanare- Revista técnica da SANEPAR**, São Paulo, v. 13, n. 13, jan./jun. 2000.

FEPAM. **Diagnóstico Ambiental da Bacia do Taquari-Antas. Diretrizes Regionais para Licenciamento Ambiental das Hidrelétricas.** 2001. Disponível em <http://www.fepam.rs.gov.br/biblioteca/taquari-antas/> Acesso em: 10 de Outubro de 2014.

FERRI, G.; TOGNI, A.C. **A História da Bacia Hidrográfica do Rio Taquari-Antas.** Lajeado: Ed. da Univates, 2012.

GEISSLER, H.J.; LOCH, R.E.N. Análise histórica das enchentes em Curitiba-PR: Medidas propostas e conseqüências observadas. In: **Simpósio Brasileiro de Desastres Naturais**, Florianópolis: GEGN/UFSC, 2004.

LIMA, R.E. **Uso dos solos e dos rios: Conceitos e aplicações para a região de Curitiba.** Curitiba, UFPR- NIMAD. 2000.

MENDES, H.C., de MARCO, G; ANDRADE, J.P.M.; SOUZA, S.A.; MACEDO, R.F. In: **Reflexões sobre impactos das inundações e propostas de políticas de públicas mitigadoras. Trabalho de conclusão da disciplina “Hidrologia Física”.** Programa de Pós-graduação em Hidráulica e Saneamento da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos, 2004.

NAGUETTINI, M.; PINTO, E.J. de A. **Hidrologia Estatística.** Belo Horizonte: CPRM, 2007.

PEDRAZZI, J.A. **Hidrologia Aplicada.** 2004. Disponível em: <http://www.facens.br/site/alunos/download/hidrologia>. Acesso em: fevereiro de 2014.

RIBEIRO, C.B.M.; MARQUES, F.A.; SILVA, D.D. Estimativa de regionalização de vazões de referência para a bacia do Rio Doce. **Engenharia na Agricultura**, Viçosa, v.13, n. 2, p. 103-117, 2005.

ROCHA, J. O Risco das Inundações e a sua Gestão – Uma Visão Nacional e Uma Visão Europeia. In: **Anais Congresso da Água.** 23-27 Lisboa mar 1998.

SILVA, P. Usinas hidrelétricas do século XXI, um empreendimento com restrições a hidroeletricidade. In: **XXIII Encontro Técnico AESABESP – Congresso Nacional de Saneamento e Meio Ambiente.** São Paulo, 2012.

TUCCI, C.E.M. **Hidrologia Ciência e Aplicação.** Ed. 4. Porto Alegre: Ed. da UFRGS, 2007.

UFSC. Centro Universitário de Estudos e Pesquisa sobre Desastres. **Atlas Brasileiro de Desastres Naturais: 1991 a 2012.** 2ª ed. Volume: Rio Grande do Sul. Florianópolis: CEPED UFSC, 2013.

YUNES, J. Os níveis de saúde na região Taquari-Antas, Rio Grande do Sul, Brasil. **Rev. de Saúde Pública**, São Paulo, v. 6, n. 1, mar. de 1972.

ZAHED FILHO, K.; MARTINS, J. R. S.; PORTO, M. F. do A.; CUCIO, M. S. **Coleção Águas Urbanas - Fascículo 3: Inundações Urbanas.** 2012.