

BARRAGEM LOMBA DO SABÃO
ATUALIZAÇÃO DOS ESTUDOS HIDROLÓGICOS E HIDRAULICOS
DEPARTAMENTO MUNICIPAL DE ÁGUA E ESGOTOS

R E V I S Õ E S					
	02	Revisões ortográficas	L	03/12/2025	JP
	01	Atendimento a Comentários	B	10/10/2025	JP
	00	Emissão Inicial	A	28/06/2024	JP
	Nº	DESCRIÇÃO	T.E.	DATA	RESPONSÁVEL

T.E – TIPOS DE EMISSÃO

A – Preliminar C – P/ Conhecimento E – P/ Construção G – Conforme construído L – Aprovado
B – P/Aprovação D – P/ Cotação F – Conforme comprado H – Cancelado

Responsável técnico: Jhony Maicon de Picoli Pires	Data: 03/12/2025	ART: 1720230087799
--	---------------------	-----------------------



Nº VTB: VTB-248-HID-001	Rev.: 02	PÁGINA: 1 de 54
----------------------------	-------------	--------------------



CLIENTE:
DEPARTAMENTO MUNICIPAL DE ÁGUA E ESGOTOS -DMAE
A/C: Pedro Pompeu Correa
Fiscal de serviço
pedro.correa@dmae.prefpoa.com.br

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO E OBJETIVO	5
2	DOCUMENTOS CONSULTADOS	6
3	ENQUADRAMENTO DA BARRAGEM	7
4	AVALIAÇÃO DAS SÉRIES, ESTUDOS HIDROLÓGICOS, MONITORAMENTO HIDRÁULICO E DISPOSITIVOS DE VERTIMENTO EXISTENTES	9
4.1	CARACTERIZAÇÃO GERAL DA BACIA HIDROGRÁFICA	9
4.2	CARACTERIZAÇÃO PLUVIOMÉTRICA CLIMÁTICA DA REGIÃO	10
4.3	CARACTERIZAÇÃO DA BACIA DE CONTRIBUIÇÃO DO BARRAMENTO	14
4.3.1	ÁREA DE DRENAGEM	14
4.3.2	CURVA DE DEFLÚVIO CN	16
4.3.3	CARACTERÍSTICAS DO TALVEGUE	20
4.3.4	TEMPO DE CONCENTRAÇÃO	21
4.4	DETERMINAÇÃO DE PRECIPITAÇÕES INTENSAS	22
4.4.1	ATUALIZAÇÃO DAS SÉRIES HISTÓRICAS DE PRECIPITAÇÃO	22
4.5	CAPACIDADE DO DISPOSITIVO DE DESCARGA EXISTENTE	32
4.5.1	CURVA CHAVE	33
4.6	DETERMINAÇÃO DA VAZÃO MÁXIMA DE PROJETO	35
4.6.1	TEMPO DE RETORNO ASSOCIADO AO EMPREENDIMENTO	35
4.6.2	DURAÇÃO DA CHUVA CRÍTICA DE PROJETO	37
4.6.3	CAPACIDADE DO RESERVATÓRIO	39
4.7	VERIFICAÇÃO DO AMORTECIMENTO DA CHEIA DE PROJETO	41
4.7.1	BORDA LIVRE REQUERIDA	41
4.7.2	RESULTADO DO TRÂNSITO DE CHEIAS	41
4.7.3	SOBRE ELEVAÇÃO EÓLICA	43
4.8	VERIFICAÇÃO DO CANAL EXTRAVASOR	44
4.9	VERIFICAÇÃO DO DISSIPADOR DE ENERGIA.	48
5	CONCLUSÕES	50
	APÊNDICE 1	52

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1. LOCALIZAÇÃO DO EMPREENDIMENTO.....	6
FIGURA 2. BACIA HIDROGRÁFICA DO LAGO GUAÍBA	9
FIGURA 3. POSTOS PLUVIOMÉTRICOS PRÓXIMOS AO BARRAMENTO. (SEMA/RS, 2002)	11
FIGURA 4. GRÁFICO DAS ALTURAS DE CHUVA MÉDIAS MENSAS PARA O POSTO 3151028 (INMET, 2024).....	12
FIGURA 5. CLASSIFICAÇÃO CLIMÁTICA DE KÖPPEN PARA O ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL.	13
FIGURA 6. DELIMITAÇÃO DA BACIA HIDROGRÁFICA DA BARRAGEM.	15
FIGURA 7. MAPA DE USO DO SOLO.	18
FIGURA 8. MAPA DE SOLOS DA REGIÃO DA BARRAGEM.	19
FIGURA 9. LOCALIZAÇÃO DAS ESTAÇÕES PLUVIOMÉTRICAS SELECIONADAS (FONTE: HIDROWEB-ANA).....	23
FIGURA 10. DISTRIBUIÇÃO DE PROBABILIDADE AJUSTADA À AMOSTRA.	27
FIGURA 11. DISTRIBUIÇÃO TEMPORAL DE HUFF 2º QUARTIL	30
FIGURA 12. HIETOGRAMA DE 6 HORAS DE DURAÇÃO PARA TR 100 ANOS.	31
FIGURA 13. HIETOGRAMA DE 6 HORAS DE DURAÇÃO PARA TR 1.000 ANOS.	31
FIGURA 14. HIETOGRAMA DE 6 HORAS DE DURAÇÃO PARA TR 10.000 ANOS.	32
FIGURA 15. LOCALIZAÇÃO EM PLANTA DO VERTEDOR DA BARRAGEM.....	33
FIGURA 16. CURVA DE DESCARGA DO VERTEDOURO.	35
FIGURA 17. CURVA COTA-ÁREA-VOLUME BARRAGEM LOMBA DO SABÃO	40
FIGURA 18. TRÂNSITO DE CHEIA CRÍTICA DE PROJETO PELO RESERVATÓRIO DA BARRAGEM, PARA O NÍVEL D'ÁGUA OPERACIONAL.	42
FIGURA 19. PERFIL LONGITUDINAL DO CANAL	44
FIGURA 20. PRIMEIRO TRECHO	45
FIGURA 21. SEGUNDO TRECHO.	46
FIGURA 22. TERCEIRO TRECHO.....	46
FIGURA 23. DISSIPADOR USBR TIPO III.	49

LISTA DE TABELAS

TABELA 1. VALORES DE REFERÊNCIA PARA A CLASSIFICAÇÃO PELO FATOR X.	8
TABELA 2. POSTOS DE OBSERVAÇÃO PLUVIOMÉTRICO DISPONÍVEIS NA REGIÃO (FONTE: SEMA, 2002).	10
TABELA 3. PRECIPITAÇÃO ACUMULADA MÉDIA MENSAL (MM) – POSTO 3151028.	11
TABELA 4. GRUPO DE SOLOS E CARACTERÍSTICAS DO SOLO.	16
TABELA 5. VALORES DOS NÚMEROS CN DA CURVA DE RUNOFF PARA BACIAS RURAIS.	17
TABELA 6. CARACTERIZAÇÃO DO SOLO LOCAL.	19
TABELA 7. INFORMAÇÕES DO TALVEGUE PRINCIPAL.	20
TABELA 8. ESTAÇÕES PLUVIOMÉTRICAS SELECIONADAS.	22
TABELA 9. SÉRIE HISTÓRICA DE DADOS PLUVIOMÉTRICOS (MÁXIMAS DIÁRIAS EM MM).	24
TABELA 10. QUANTIS DA DISTRIBUIÇÃO EXPONENCIAL AJUSTADA À SÉRIE DE PRECIPITAÇÕES MÁXIMAS DIÁRIAS (MM/D).	27
TABELA 11. QUANTIS DE PRECIPITAÇÃO PARA DURAÇÕES DE 10 A 1440 MINUTOS (MM).	28
TABELA 12. CURVA DE DESCARGA DO VERTEDOURO.	34
TABELA 13. CLASSIFICAÇÃO DE BARRAGENS EM FUNÇÃO DA DIMENSÃO.	36
TABELA 14. CLASSIFICAÇÃO DAS BARRAGENS EM FUNÇÃO DO POTENCIAL DE RISCO	36
TABELA 15. RECOMENDAÇÕES PARA VALORES MÍNIMOS DE PERÍODOS DE RETORNO	36
TABELA 16. DETERMINAÇÃO DA CHUVA CRÍTICA.	38
TABELA 8. CURVA COTA X ÁREA X VOLUME.	40
TABELA 18. BORDA LIVRE RECOMENDADA POR DIFERENTES ÓRGÃOS, PARA BARRAGENS.	41
TABELA 19. RESUMO DO CÁLCULO DA ALTURA DE ONDA NO RESERVATÓRIO.	44

BARRAGEM LOMBA DO SABÃO

ATUALIZAÇÃO DOS ESTUDOS HIDROLÓGICOS E HIDRAULICOS

1 INTRODUÇÃO E OBJETIVO

O presente relatório consiste em um relatório de atualização das séries e dos estudos hidrológicos e confrontação destes estudos com a capacidade dos dispositivos de descarga existentes na Barragem Lomba do Sabão, visando a verificação da borda livre do reservatório durante a ocorrência de eventos chuvosos extremos, sendo parte da Revisão Periódica de Segurança de Barragem – RPSB, e do Plano de Segurança de Barragem - PSB.

A barragem é utilizada para acumulação de água para controle de cheias, está localizada na divisa dos Municípios de Porto Alegre e Viamão, nas coordenadas Lat. -30,084256°S – Long: - 51,112218°O (Figura 1), sendo de responsabilidade do Departamento Municipal de Água e Esgotos.

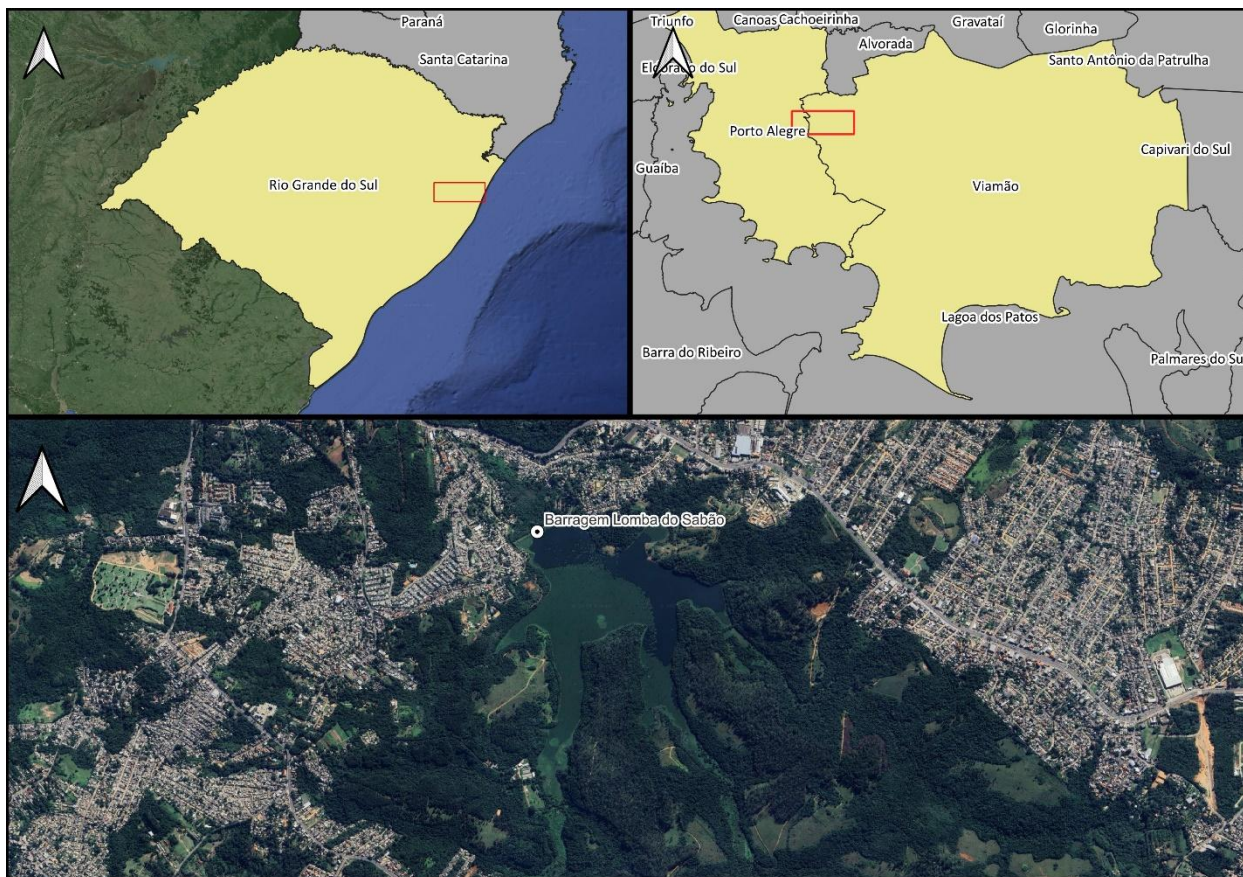


Figura 1. Localização do empreendimento.

Este relatório atende ao determinado na Portaria SEMA/RS nº 136/2017 do Secretaria de Estado do Ambiente e Desenvolvimento Sustentável – SEMA/RS, órgão que regulamenta a segurança de barragens no Estado do Rio Grande do Sul, onde o empreendimento está situado.

2 DOCUMENTOS CONSULTADOS

Para a realização dos estudos apresentados neste documento foram utilizadas informações provenientes de:

- Levantamento topográfico e batimétrico da barragem, emitido 20/03/2025, executado pela empresa VTB Engenharia Ltda. e;
- Observações feitas durante vistoria de campo para Inspeção de Segurança Especial - ISE, emitido em 25/06/2024 pela empresa VTB Engenharia Ltda.

- Relatórios de inspeção da barragem, fornecendo detalhes sobre as condições estruturais e operacionais.
- Projetos executivos originais da barragem datados de 1951, bem como os projetos de adequação emitidos em 2005, que evidenciam as evoluções técnicas e as intervenções realizadas ao longo do tempo.
- Estudos de impacto ambiental, focados principalmente nas temáticas relacionadas a qualidade das águas da barragem.
- Documentação fotográfica de manutenção e reparo, oferecendo uma perspectiva visual das atividades realizadas ao longo dos anos.
- Modelo digital do terreno, contratado pelo Estado do Rio Grande do Sul e desenvolvido pela Esteio Engenharia e Aerolevante S.A., atendendo o Padrão de Exatidão Cartográfica para Produtos Cartográficos Digitais PEC-PCD classe “A” para a escala 1:1.000.

3 ENQUADRAMENTO DA BARRAGEM

Originalmente a finalidade principal da Barragem Lomba do Sabão foi o armazenamento de água para abastecimento público, entretanto, atualmente exerce apenas controle cheias no município de Porto Alegre. Conforme os registros recebidos, o reservatório da Lomba do Sabão teve origem por volta de 1942 quando foi realizada a inundação de uma área de várzea cujas águas seriam destinadas a recém-construída Estação de Tratamento de Água da Lomba do Sabão.

As informações disponíveis sobre a geometria da barragem foram obtidas por meio de levantamento topográfico. Deste levantamento, obteve-se que a crista tem aproximadamente 283 metros de comprimento, com o ponto mais baixo do coroamento na El. 54,70 m. Em sua seção crítica, a altura do maciço, medida do pé do talude de jusante no seu ponto mais baixo, até a crista de coroamento do barramento é 10,70 m.

Com as informações obtidas partir do levantamento topobatimétrico do reservatório, sabe-se que na cota operacional, ou seja, elevação da soleira do vertedor (El. 52,50 m), o volume é de 2,64 hm³ e área total alagada de 680.032,56 m². O reservatório na capacidade máxima (medida

na cota de coroamento da crista - El. 54,70 m), possui um volume máximo de aproximadamente 4,62 hm³ e área total alagada de aproximadamente 1.066.396,10 m².

O porte da barragem é determinado pelo Fator X proposto pelas Normas Francesas e pelo Boletim da ICOLD nº157, cuja expressão é:

$$X = H^2\sqrt{V}$$

Onde H (10,70 m) é a altura da barragem em m, e V (4,62 hm³) é o volume máximo do reservatório em hm³. A Tabela 1, apresenta os valores de referência para classificação do porte da barragem.

Tabela 1. Valores de referência para a classificação pelo Fator X.

Porte da Barragem	Fator X
Pequeno	$X < 20$
Médio	$20 \leq X < 50$
Grande	$X \geq 50$

Para a Barragem Lomba do Sabão, o Fator X obtido é de 246,08, que classifica o empreendimento estudado como uma barragem de **porte grande**.

A Barragem Lomba do Sabão também foi classificada conforme preconizado no Anexo I da Portaria SEMA/RS nº136/2017 quanto ao seu grau de risco e dano potencial associado. Segundo esta avaliação, por estar situada em área urbana com vale de jusante com diversas moradias, o risco de perda de vidas humanas é existente, logo, o Dano Potencial Associado é Alto, sendo considerada como de **Classe A**.

4 AVALIAÇÃO DAS SÉRIES, ESTUDOS HIDROLÓGICOS, MONITORAMENTO HIDRÁULICO E DISPOSITIVOS DE VERTIMENTO EXISTENTES

4.1 CARACTERIZAÇÃO GERAL DA BACIA HIDROGRÁFICA

A Barragem Lomba do Sabão está localizada na região leste do Estado do Rio Grande do Sul, dentro dos limites da Região hidrográfica do Guaíba, inserido na Bacia Hidrográfica do Guaíba (G080).

O reservatório é abastecido pelas águas dos arroios Taquara, Dilúvio e Sabão. A jusante do reservatório, prossegue com o nome de Arroio Dilúvio, que percorre aproximadamente 14km no município de Porto Alegre até sua embocadura no Lago Guaíba, conforme apresentado na Figura 2.

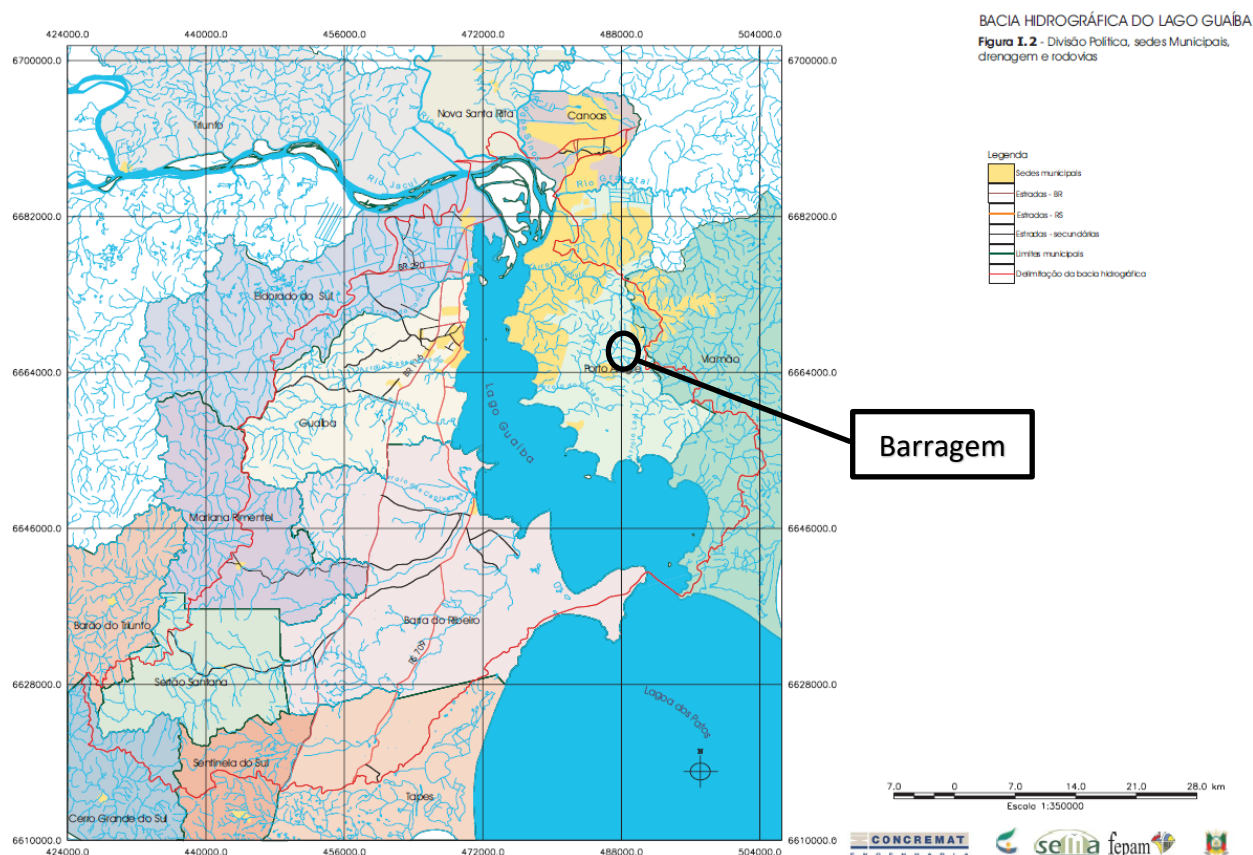


Figura 2. Bacia hidrográfica do Lago Guaíba

Fonte: Secretaria do Meio Ambiente e infraestrutura – (SEMA/RS)¹

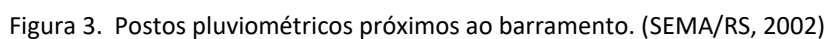
¹ Disponível em: <https://sema.rs.gov.br/g080-bh-guaiba>. Acesso em 03 de Maio 2024.

4.2 CARACTERIZAÇÃO PLUVIOMÉTRICA CLIMÁTICA DA REGIÃO

Objetivando a caracterização pluviométrica da região, foi realizado um levantamento dos postos pluviométricos localizados próximo ao barramento (Figura 3). Os postos que caracterizam a bacia são operados pelo INMET, ANA e DMAE, e suas informações estão discriminados na Tabela 2.

Tabela 2. Postos de observação pluviométrico disponíveis na região (Fonte: SEMA, 2002).

Identificador	Código	Estação	Município	Operador	Latitude (°)	Longitude (°)
293	03051004	Cerro Grande	Cerro Grande do Sul	ANA	-30,60	-51,75
297	03051017	Fazenda da Boa Vista	Camaquã	ANA	-30,77	-51,66
289	03051016	Camaquã	Camaquã	ANA	-30,87	-51,79
253	03052013	Dom Feliciano	Dom Feliciano	ANA	-30,70	-52,11
257	03052011	Quitéria	São Jerônimo	ANA	-30,42	-52,07
270	03051031	Butiá	Butiá	ANA	-30,16	-51,94
299	03051005	Guaíba Country Club	Eldorado do Sul	ANA	-30,11	-51,65
235	03051016	Pantano Grande	Pantano Grande	ANA	-30,20	-52,37
330	03051023	Barra do Ribeiro	Barra do Ribeiro	ANA	-30,30	-51,31
301	02951067	Charqueadas	Charqueadas	ANA	-29,95	-51,63
286	029510258	Taquariipagro	Taquari	Celtins	-29,80	-51,83
310	02951028	Sapucaia do Sul	Triunfo	ANA	-29,82	-51,50
322	02951024	Porto Garibaldi	Montenegro	ANA	-29,82	-51,38
334	03051037	Ilha da Pintada	Porto Alegre	ANA	-30,03	-51,25
346	02951061	Cachoeirinhaipagro	Cachoeirinha	CELTINS	-29,95	-51,10
344	03051028	Porto Alegre (Central) 249	Porto Alegre	INMET	-30,07	-51,13
350	03051035	Farol de Itapuã	viamão	ANA	-30,38	-51,05



Com relação à precipitação acumulada média mensal (Tabela 3), pode-se observar que a distribuição de chuvas é homogênea durante o ano, com leve incremento no volume entre os meses de junho a outubro.

Tabela 3. Precipitação acumulada média mensal (mm) – Posto 3151028.

Precipitação acumulada média mensal (mm) – Posto 3151028 – Período de 1961 a 2024											
JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ
112,82	106,73	104,30	100,53	104,99	133,65	142,42	129,01	147,85	131,40	107,84	105,45

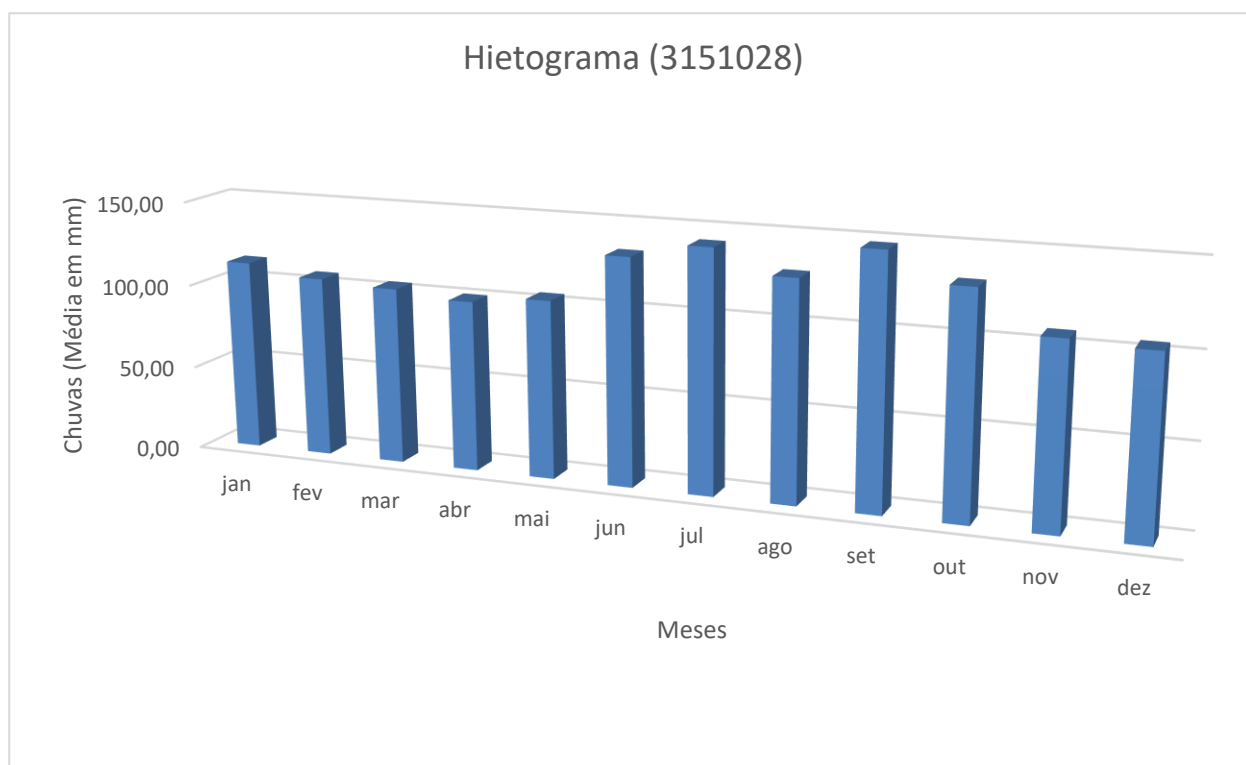


Figura 4. Gráfico das alturas de chuva médias mensais para o posto 3151028 (INMET, 2024).

Uma classificação climática regional foi feita para o Estado do Rio grande do Sul através da metodologia proposta por Köppen (1918) e está ilustrada na Figura 5.

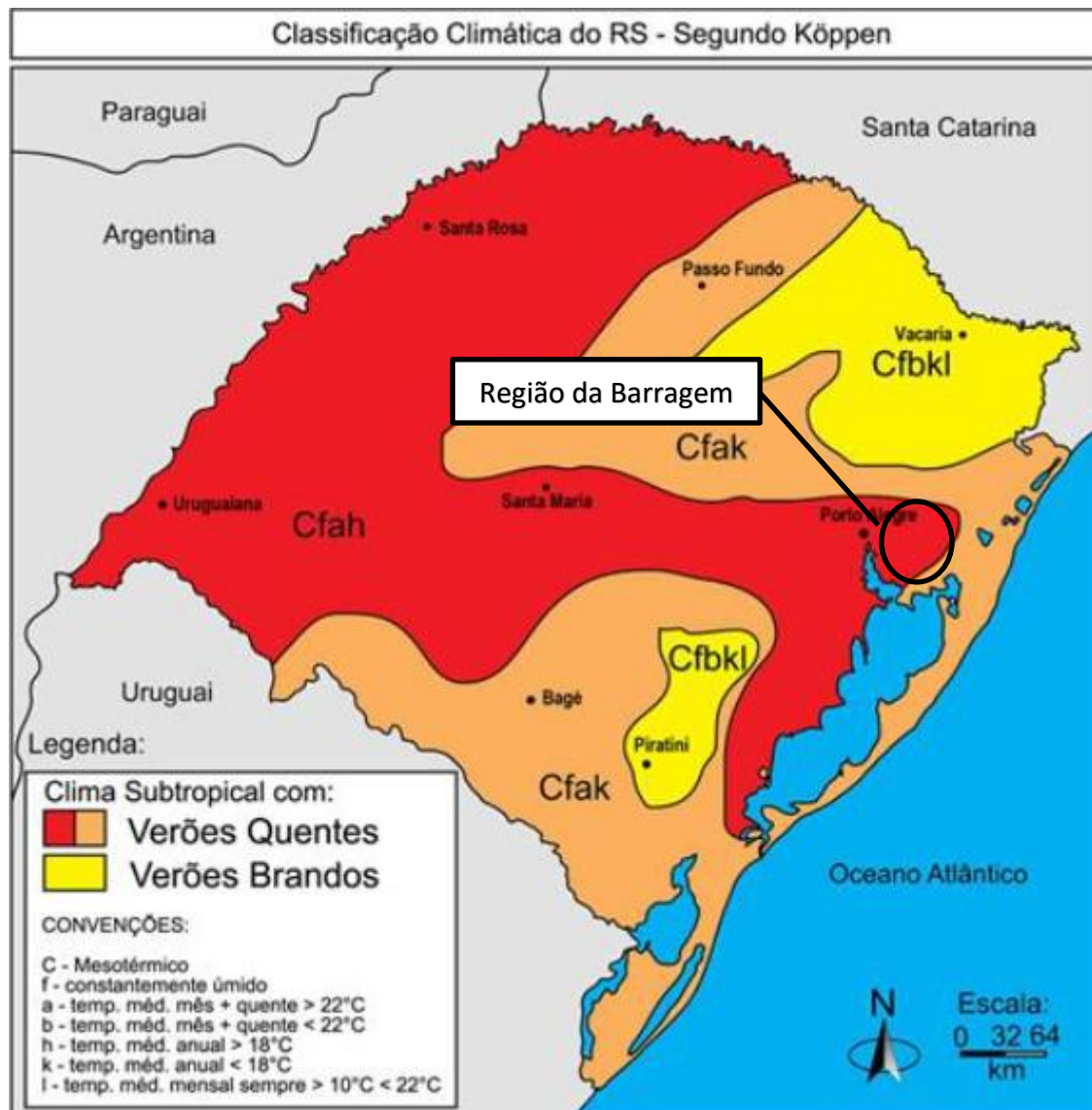


Figura 5. Classificação climática de Köppen para o estado do Rio Grande do Sul.

Conforme a classificação apresentada (Cfah), esse clima, de acordo com a classificação de Köppen, é um clima subtropical úmido mesotérmico, caracterizado por verões quentes (pelo menos um mês com média acima de 22 °C) e um mês mais frio com temperatura entre 0 °C ou - 3 °C, além de quatro ou mais meses com temperaturas acima de 10 °C. A precipitação é abundante e bem distribuída ao longo do ano, **não havendo estação seca definida**.

4.3 CARACTERIZAÇÃO DA BACIA DE CONTRIBUIÇÃO DO BARRAMENTO

4.3.1 ÁREA DE DRENAGEM

Para a determinação da área da bacia e talvegue, foi utilizado o modelo digital de elevação (MDE) do satélite Alos Palsar, passagem de 2011, com precisão de 12,5m. O tratamento do modelo foi realizado no software QGIS 3.16.3, com o provedor WhiteBox.

A área de contribuição delimitada neste processo resultou em 15,069 km², e na Figura 6 está apresentada a bacia de contribuição da barragem e o talvegue principal identificado.

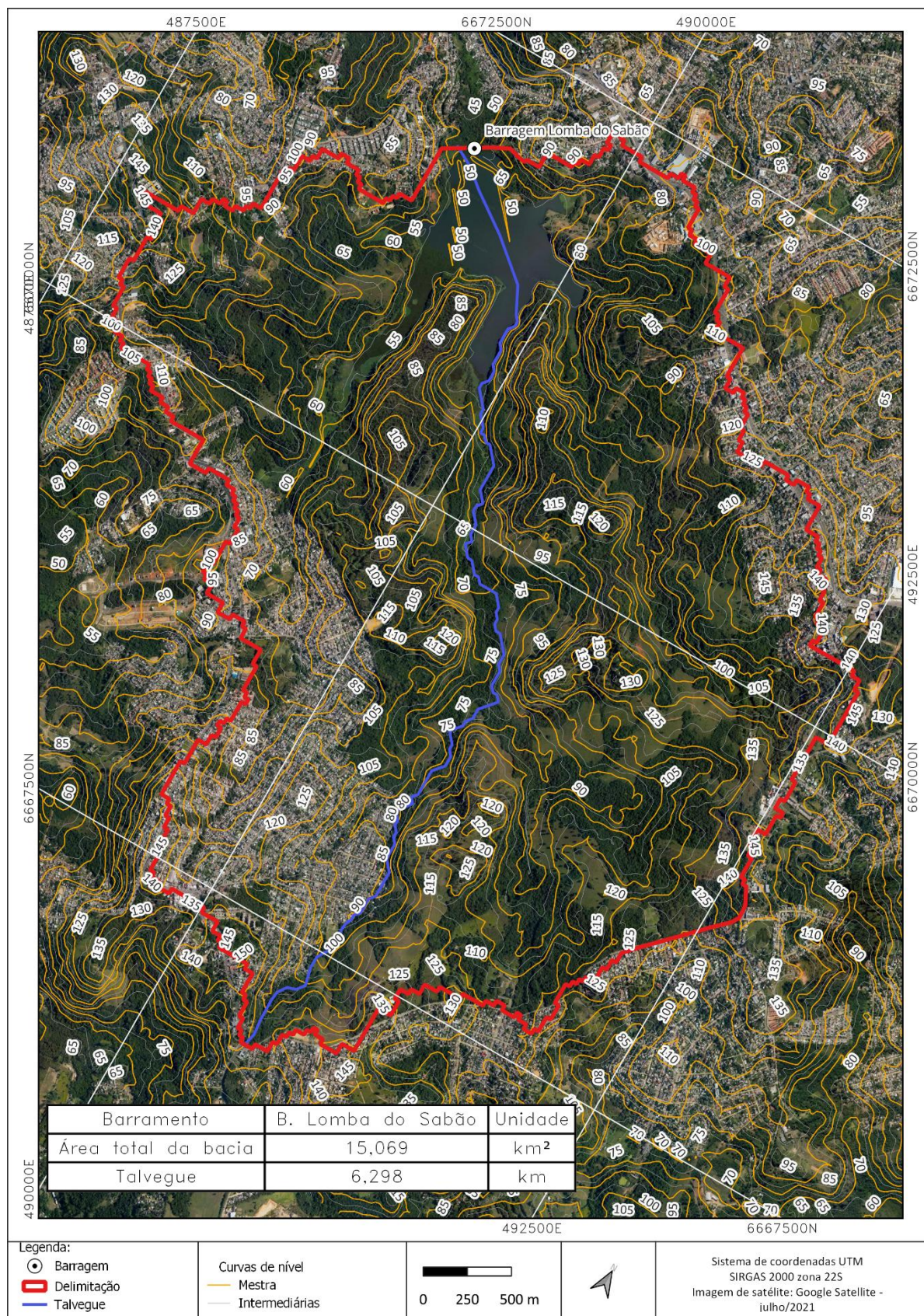


Figura 6. Delimitação da bacia hidrográfica da Barragem.

4.3.2 CURVA DE DEFLÚVIO CN

O número da Curva de *Runoff* CN, também chamado de número de deflúvio CN, é determinado através das características da cobertura e características de infiltração do solo da região.

As quatro classificações de Porto (1995) são bastante elucidativas e referem-se à capacidade mínima de infiltração de cada tipo de solo conforme SCS. Na Tabela 4 estão apresentados os tipos de solos classificados por Tucci (1993).

O número da curva de deflúvio representa a combinação empírica de três fatores: grupo do solo, cobertura do solo e condições de umidade antecedente do solo.

Tabela 4. Grupo de solos e características do solo.

Grupo de solo	Características do solo
A	solos arenosos com baixo teor de argila total, inferior a 8%, não havendo rocha nem camadas argilosas e nem mesmo densificadas até a profundidade de 1,5m. O teor de húmus é muito baixo, não atingindo 1% (Porto, 1979 e 1995). Solos que produzem baixo escoamento superficial e alta infiltração. Solos arenosos profundos com pouco silte e argila (Tucci et al, 1993).
B	solos arenosos menos profundos que os do Grupo A e com menor teor de argila total, porém ainda inferior a 15%. No caso de terras roxas, esse limite pode subir a 20% graças à maior porosidade. Os dois teores de húmus podem subir, respectivamente, a 1,2 e 1,5%. Não pode haver pedras e nem camadas argilosas até 1,5m, mas é, quase sempre, presente camada mais densificada que a camada superficial (Porto, 1979 e 1995) Solos menos permeáveis do que o anterior, solos arenosos menos profundo do que o tipo A e com permeabilidade superior à média (Tucci et al, 1993).
C	solos barrentos com teor total de argila de 20% a 30%, mas sem camadas argilosas impermeáveis ou contendo pedras até profundidade de 1,2m. No caso de terras roxas, esses dois limites máximos podem ser de 40% e 1,5m. Nota-se a cerca de 60cm de profundidade, camada mais densificada que no Grupo B, mas ainda longe das condições de impermeabilidade (Porto, 1979 e 1995). Solos que geram escoamento superficial acima da média e com capacidade de infiltração abaixo da média, contendo percentagem considerável de argila e pouco profundo (Tucci et al, 1993).
D	solos argilosos (30% a 40% de argila total) e ainda com camada densificada a uns 50cm de profundidade. Ou solos arenosos como do grupo B, mas com camada argilosa quase impermeável ou horizonte de seixos rolados (Porto, 1979 e 1995). Solos contendo argilas expansivas e pouco profundos com muito baixa capacidade de infiltração, gerando a maior proporção de escoamento superficial (Tucci et al, 1993).

A Tabela 5 apresenta o número CN da curva de runoff para diferentes usos do solo. Neste estudo, considerou-se a condição normal (CN II) no que se refere à umidade antecedente.

Tabela 5. Valores dos números CN da curva de runoff para bacias rurais

Solo (tipo)	Tipologia (uso e ocupação)	Referência bibliográfica	CNII	CNIII
A	Afloramento rochoso	Parâmetros estimados	80	90
B			86	94
C			89	95
D			90	95
A ¹	Área industrial	(CHOW; MAIDMENT; MAYS, 1988). Applied Hydrology – Pag. 150 Tipologia conjugada com “ <i>Streets and roads dirt</i> ”	72	86
B ¹			82	91
C ¹			87	94
D ¹			89	95
A, B, C, D	Lago		100	100
A ²	Núcleo urbano	(CHOW; MAIDMENT; MAYS, 1988). Applied Hydrology – Pag. 150 Tipologia conjugada com “ <i>Residential: 25% impervious</i> ”	54	73
B ²			70	85
C ²			80	90
D ²			85	93
A	Solo exposto	(CHOW; MAIDMENT; MAYS, 1988). Applied Hydrology – Pag. 150 Tipologia conjugada com “ <i>Range land: poor condition</i> ”	68	83
B			79	90
C			86	94
D			89	95
A	Vegetação densa	(CHOW; MAIDMENT; MAYS, 1988). Applied Hydrology – Pag. 150 Tipologia conjugada com “ <i>Wood or forest land: good cover</i> ”	25	44
B			55	74
C			70	85
D			77	89
A	Vegetação esparsa	(CHOW; MAIDMENT; MAYS, 1988). Applied Hydrology – Pag. 150 Tipologia conjugada com “ <i>Meadow: good condition</i> ”	30	50
B			58	76
C			71	85
D			78	89
A	Vegetação rasteira	(CHOW; MAIDMENT; MAYS, 1988). Applied Hydrology – Pag. 150 Tipologia conjugada com “ <i>Open Spaces, lawns, parks: good conditions</i> ”	39	60
B			61	79
C			74	87
D			80	90

- (1) A diferenciação de “tipo de solo” para área industrial deve ser interpretada também como nível de adensamento e impermeabilização
- (2) A diferenciação de “tipo de solo” para núcleo urbano deve ser interpretada também como nível de adensamento e impermeabilização
- (3) A diferenciação de “tipo de solo” para pilhas, barragens e aterros deve ser interpretada como diferentes tipos de materiais, estágios de construção e cobertura das estruturas
- (4) A diferenciação de “tipo de solo” para praia de rejeitos e sedimentos deve ser interpretada como diferentes tipos de materiais e estágios de operação das estruturas

O mapa de uso do solo feito para a área de contribuição está apresentado na Figura 7.

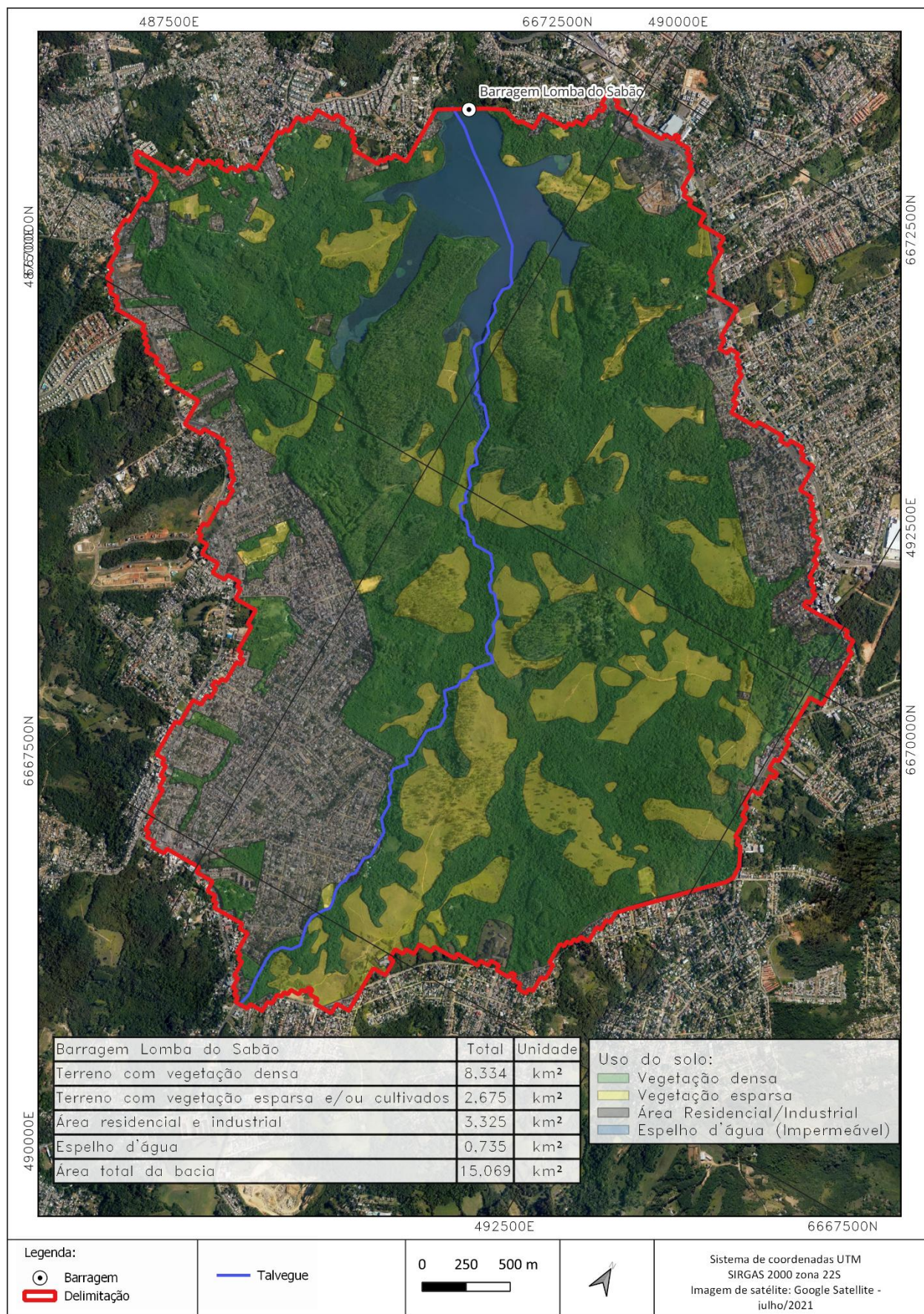


Figura 7. Mapa de uso do solo.

De acordo com o Mapa de Solos do Brasil (EMBRAPA, 2011) a tipologia de solo predominante na região da Barragem é o Argissolo Vermelho-Amarelo Distrófico. O Curve Number (CN) para esta tipologia se encaixa na classe de Solo C, segundo Sartori et. al. (2005).

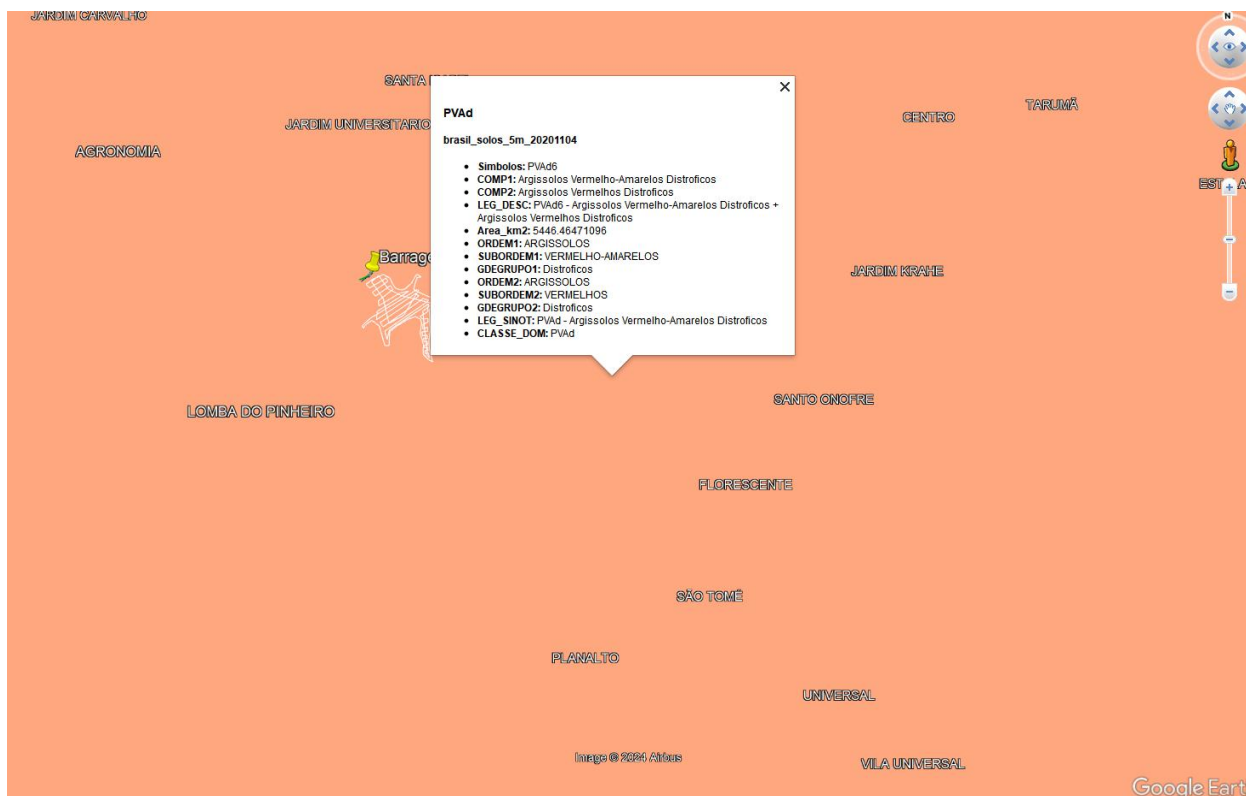


Figura 8. Mapa de solos da região da Barragem.

A Tabela 6 apresenta a compilação dos dados utilizados para o estudo.

Tabela 6. Caracterização do solo local.

Tipologia	Área [%]	CN	Área (km²)
Vegetação densa	0,377	70	8,334
Vegetação esparsa	0,31	71	2,675
Área industrial	0,006	87	3,325
Espelhos d'água	0,08	100	0,735
Área Total da Bacia	A	15,069	km²
Grupo de solo	C		
Condição antecedente	II		
Curve Number	CN	75,4	-
Potencial de infiltração	S	82,91	mm
Abstração Inicial	Ia	16,58	mm

4.3.3 CARACTERÍSTICAS DO TALVEGUE

A bacia que contribui diretamente com o reservatório da Barragem possui talvegue bem definido, sendo que o talvegue principal tem comprimento de 6,53 km.

Para o cálculo da declividade equivalente do talvegue da bacia, este foi subdividido em subtrechos com características homogêneas, onde foi utilizada a seguinte fórmula:

$$I_{eq} = \left(\frac{L_{total}}{\sum \frac{L_n}{\sqrt{J_n}}} \right)^2$$

Onde:

I_{eq} = Declividade equivalente em m/km;

L_{total} = Extensão total do trecho em km;

L_n = Extensão do subtrecho em km;

J_n = Declividade no subtrecho em m/km.

A Tabela 7 traz as informações e dados estimados para o talvegue principal.

Tabela 7. Informações do talvegue principal.

Cota (m)	Extensão do trecho - L_i (km)	Distância do Divisor (km)	Desnível no trecho - ΔH (m)	Declividade no trecho - J_i (m/km)	$j_i^{0,5}$	$L_i/j_i^{0,5}$
134,00	0,00	0,00	0,00	0,00		
130,00	0,07	0,07	4,00	59,49	7,71	0,01
125,00	0,11	0,18	5,00	44,51	6,67	0,02
120,00	0,27	0,45	5,00	18,49	4,30	0,06
115,00	0,05	0,50	5,00	94,27	9,71	0,01
110,00	0,03	0,53	5,00	188,54	13,73	0,00
105,00	0,18	0,71	5,00	28,41	5,33	0,03
100,00	0,03	0,74	5,00	157,12	12,53	0,00
95,00	0,22	0,95	5,00	23,07	4,80	0,05
90,00	0,12	1,08	5,00	40,93	6,40	0,02
85,00	0,29	1,37	5,00	17,04	4,13	0,07
80,00	0,38	1,75	5,00	13,19	3,63	0,10
75,00	0,68	2,42	5,00	7,40	2,72	0,25
70,00	1,09	3,51	5,00	4,59	2,14	0,51
65,00	0,11	3,63	5,00	44,87	6,70	0,02
60,00	0,87	4,50	5,00	5,74	2,40	0,36

55,00	0,21	4,70	5,00	24,26	4,93	0,04
50,00	1,04	5,75	5,00	4,79	2,19	0,48
48,00	0,78	6,53	2,00	2,57	1,60	0,49

A partir dos dados levantados, o talvegue principal possui uma declividade equivalente de 6,74 m/km.

4.3.4 TEMPO DE CONCENTRAÇÃO

O tempo necessário para que, a partir do início de uma chuva, todos os pontos da bacia de drenagem passem a contribuir para uma dada seção, é denominado tempo de concentração.

Para a verificação do dispositivo extravasor da barragem, o tempo de concentração foi determinado pela fórmula dada pelo California Culverts Practice:

$$tc = 57 * \left(\frac{L^2}{S} \right)^{0,385}$$

Onde:

tc= Tempo de Concentração (min);

L= Comprimento do Talvegue (km);

S=Declividade do talvegue (m/km), média ou equivalente.

A equação é amplamente recomendada pela bibliografia técnica de barragens no formato apresentado, que possui uma pequena modificação em relação a formulação original. Ao se utilizar a declividade equivalente, ao invés do desnível total, a equação visa considerar o amortecimento transitório da própria bacia de contribuição, levando assim seu tempo de trânsito.

Uma verificação prática é relacionada a velocidade média relacionada ao tempo de concentração, onde espera-se resultados em torno de 1 m/s.

Para os dados apresentados, o tempo de concentração desta bacia foi estimado em **115,89 minutos**, que resulta em uma velocidade média de 0,94 m/s.

4.4 DETERMINAÇÃO DE PRECIPITAÇÕES INTENSAS

4.4.1 ATUALIZAÇÃO DAS SÉRIES HISTÓRICAS DE PRECIPITAÇÃO

A caracterização pluviométrica da região em estudo foi realizada utilizando dados de estações pluviométricas regionais obtidas no inventário de dados pluviométricos da ANA. Dentre as estações pluviométricas regionais, aquelas selecionadas para a caracterização da área em questão são apresentadas na Tabela 8, cujas localizações podem ser visualizadas na Figura 9.

Tabela 8. Estações pluviométricas selecionadas.

Código	Nome	Coordenadas geográficas		Operadora	Período de dados
		Latitude	Longitude		
3051011	Porto Alegre	-30.0536	-51.1733	INMET	1961 - 2019
3051028	Porto Alegre (Centro)	-30.0667	-51.1333	INMET	1961 - Atual
3051060	Porto Alegre (Agronomia)	-30.069	-51.143	CEMADEM	2014 - Atual
3051067	Viamão (Santa Isabel)	-30.0782	-51.1058	CEMADEM	2014 - Atual
3051069	Viamão (São Lucas)	-30.0925	-51.0636	CEMADEM	2014 - Atual
3051054	Porto Alegre (Cristal)	-30.1114	-51.1123	CEMADEM	2014 - Atual
3051063	Porto Alegre (Hípica)	-21,0000	-51,2000	CEMADEM	2014 - Atual

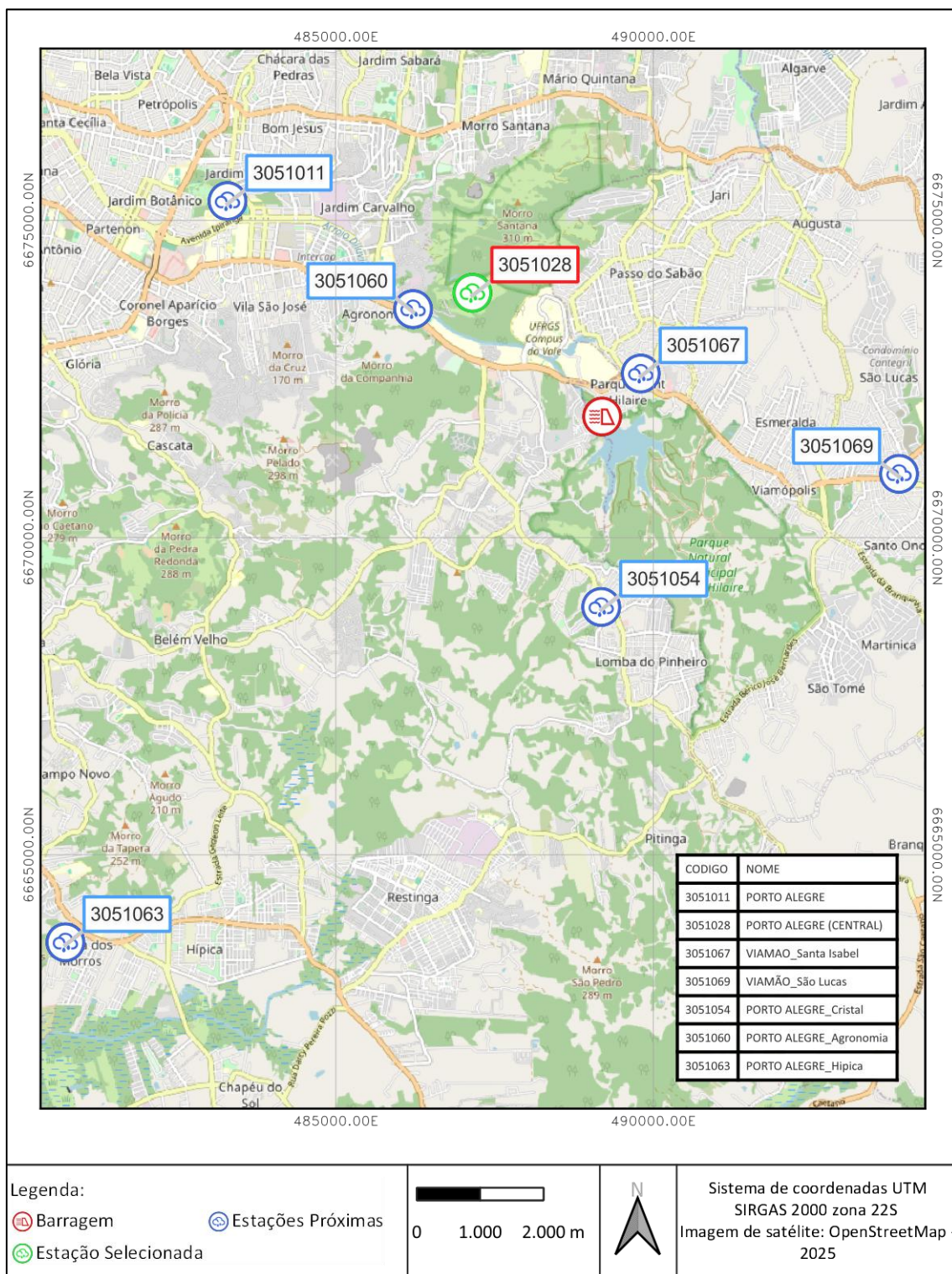


Figura 9. Localização das estações pluviométricas selecionadas (fonte: Hidroweb-ANA).

Dentre as estações pluviométricas disponíveis, a estação de Porto Alegre - Centro (Tabela 9) encontra-se próxima do barramento, **possui os dados mais recentes, e com menos falhas de**

leitura, além de um longo histórico de dados observados, sendo, portanto, considerada como a mais representativa para a caracterização pluviométrica da região em análise. Esta estação possui período de observação entre os anos de 1961 a 2024. A seguir estão apresentados os dados disponíveis da estação até a data de elaboração desse estudo, dia 13/06/2024.

Tabela 9. Série Histórica de dados Pluviométricos (máximas diárias em mm).

Ano	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Máxima
1961	26,9	34,1	64,6	17,7	35,3	68	16,9	24,2	52,8	31,5	18,4	29	68
1962	35,5	9,4	36,4	26,8	8	10,7	30,8	52,8	51,8	41,1	11,2	23,7	52,8
1963	28,7	33,1	22,4	19,2	17,1	29,2	24,1	46,9	21,5	66,8	49,1	27,2	66,8
1964	12	39,2	16,3	25,8	37,5	20,1	37,3	37,4	37,8	35,9	26	58,7	58,7
1965	46,2	17,9	33,6	7,3	27	24,3	18,8	98,8	73,8	59	21	27	98,8
1966	24,1	38,5	24,2	9,7	2,3	32,5	43	63,6	45,2	49,1	18,2	84,9	84,9
1967	50,9	32,7	23,2	29	19,7	43,8	15,1	45,1	95	21,9	19,8	19	95
1968	37,2	32,3	80	30,9	12,2	23,3	36,7	3,2	57,4	42,3	31,4	17,7	80
1969	18,5	43,9	40,3	27,3	40,8	23,2	15,9	28,5	23,2	8,6	31,7	29,6	43,9
1970	17,2	43,3	49,8	26,2	57,3	107,7	45,5	25,3	10,1	32,3	16,6	17,5	107,7
1971	21,8	29,5	37,3	28,3	19,7	55,4	12,5	43,3	28	11	18,5	44,9	55,4
1972	59,4	69,1	63,4	54	33	89,4	60,9	53,2	47,5	35,9	37,4	15	89,4
1973	54,3	48,6	43	29,2	61,6	14	49,1	34,9	43,5	26,4	5	32,6	61,6
1974	21,2	13,1	37	0,3	45,9	135,4	26	60,5	22,3	14,7	31,5	46	135,4
1975	55,7	24,4	16,7	14,6	33,1	44,3	22,3	46,7	29,8	22,5	26	56,3	56,3
1976	25,7	35	35,6	26,5	42,6	50,4	66,7	18,3	29,8	26	43,8	54,4	66,7
1977	18,6	11,8	56	38	22	81,3	52,7	30,6	16,2	38,3	32,1	54	81,3
1978	26,6	20,8	15	7,9	24,7	32,9	16,7	42,8	35,4	32,5	44,4	23,9	44,4
1979	24,4	29,3	14,3	42,8	43,1	31	61,3	34,2	47,9	25,6	42,8	38,7	61,3
1980	25,2	42,2	55,3	89,3	38,8	29,8	59,6	30,2	19	30,6	25,7	29,7	89,3
1981	45,8	109,5	8,6	37,2	18,6	46,3	34,5	30,5	40,1	8,3	34,4	27,2	109,5
1982	4,5	54	11,1	11,1	23,7	138,8	48,5	64,2	46,4	74,8	40,8	24,8	138,8
1983	25,7	59,5	92,9	24,7	34,5	29,2	43,2	56,1	22,7	51,1	23,5	17,4	92,9
1984	29,2	36,4	42,7	54,4	60,1	73,3	24,5	27,9	16,4	21,4	26,2	15	73,3
1985	22,4	31,6	36,8	36	31,6	33,3	34,9	46,3	40,6	39,8	11,9	74	74
1986	30,8	34	82,7	29,8	49	26,7	53,1	48,6	75,3	47	68	45,3	82,7
1987	53,4	29,3	27,3	34,7	60,8	23,3	48,7	50,7	32,3	32,6	47,4	26,8	60,8
1988	42	18	3,4	29,4	11	37,1	23,1	7,5	33,6	40,2	35,4	9,1	42
1989	55,4	17,4	57,7	49,6	34,1	32,7	38	44,1	48,9	27,2	37,2	34	57,7
1990	21,1	49,9	35,2	49,5	14,3	32,2	13,5	15,1	94,5	71	54,5	50,5	94,5
1991	18,3	40,8	26,2	93	13,1	27,2	40,1	33,4	13,6	38,9	23,2	37,3	93
1992	78,3	20,8	60,6	52	18,5	47,5	43,8	37,4	62,1	51,7	21	26,8	78,3
1993	49,8	52,9	14,9	10,2	45,8	64,2	47	25	22,4	56,5	67,8	45,8	67,8
1994	32,9	69,8	34,2	40,2	34,1	77,1	41,5	51	12,2	46,7	21,8	23,7	77,1
1995	28,3	23,2	27,4	22	27,3	58,2	70,3	36,7	51,4	31,2	27,7	66	70,3
1996	34,9	20,8	46,8	24,6	10,2	41,2	12,8	31	28,3	66,1	38,6	48,7	66,1
1997	39,7	38,9	23,7	10,5	38,6	50,3	30,5	34,1	21,1	60,3	36,7	56,5	60,3
1998	39,8	56,4	46,9	38,7	53,5	20,1	47,4	34,7	49,3	12,3	18,8	23,3	56,4
1999	29,1	28	28,5	49,9	52,4	95,1	52	38,1	33,8	49,4	51	14,2	95,1
2000	25	53,1	21,3	60,3	74,7	36,9	38,6	55	57,6	36,2	38,7	17,4	74,7
2001	59,1	44,8	50,9	78,1	17,8	29,5	47,3	25	33,7	71	72,8	30	78,1
2002	16,2	19,5	35	24,2	58,4	48,1	81,3	34,3	36,2	53,5	26,4	36,7	81,3

Ano	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Máxima
2003	74,1	66	29,1	23,3	28,4	41	56,7	26,5	14,1	58,3	45,6	60,7	74,1
2004	30,2	26,8	13,2	30	61,6	71,9	51,6	17,8	34,2	35,4	37,1	11	71,9
2005	11,5	10,7	55,7	84	27,5	15,2	16,6	44,2	69,2	79,7	37,8	21	84
2006	38,3	44,4	37,4	8,4	65,1	19,8	21,8	30,4	39,3	17	43,7	40	65,1
2007	15,4	65,4	38,2	9,7	39,4	65,6	58	55,3	78,7	22,4	52	26,4	78,7
2008	46,6	45,3	24,8	54,4	149,6	25,9	48,9	26,3	57	52,1	7,9	30,2	149,6
2009	46,3	38,9	42,1	25,7	35,6	15,8	15,9	78,8	47,5	43,7	72,1	56,3	78,8
2010	38,1	32,8	36,8	23,2	24,2	79,6	39	25	42,7	28,7	24,4	42,1	79,6
2011	43,4	45,7	15,6	77,2	29,7	43,6	61,9	30,8	17,5	46,8	4	18	77,2
2012	40,9	79	59,4	26,6	20,4	10,7	62,8	31,9	85,4	26,8	9,3	58,5	85,4
2013	67,9	70,4	13,3	53,7	27,5	34,8	42,1	72	31,8	41,4	105,5	32	105,5
2014	14,6	42	26	53,8	19,7	67,6	95,5	38,6	36,8	80,3	22,6	39,9	95,5
2015	26,7	21,4	30,3	21,7	57,7	57,4	67,5	30,6	32	83,1	37,8	24,7	83,1
2016	58,9	61,8	73,6	73,1	55,3	4,7	60,2	21,4	30,8	71,8	34,6	45,6	73,6
2017	51,4	8,3	63,8	60	51,4	90,6	17,3	35,6	71,7	70,4	63,1	49,9	90,6
2018	34,1	35,2	33,3	22,8	35,1	36,4	45,5	43,8	50,7	35	49,3	15,3	50,7
2019	33,8	31,8	40,9	73,7	66,2	16,2	79,4	28,6	30,9	64,7	38,5	8	79,4
2020	17,8	40,6	10,2	8,6	56,2	83,8	109,9	33,5	36,8	26,6	12,7	68,4	109,9
2021	24,7	17,6	13,5	18,3	77,8	97,6	28,2	53,3	61,2	27,1	25,8	60,4	97,6
2022	70,7	5,5	57,2	42,3	21,4	30,3	29,2	30,7	21,5	16,6	36,3	26,8	70,7
2023	14,4	63,9	34,7	12,7	57,1	141,7	55,1	31,4	60	48,7	79,7	30,5	141,7
2024	67	24,6	53,3	99,1	60,5								99,1

Embora a série não englobe cheias históricas marcantes na cidade, considera-se a extensão dos dados longa o suficiente (63 anos) para a determinação de máximas históricas e a realização da extrapolação por distribuições de probabilidade.

Além disso, há de se separar as causas das cheias ocorridas em Porto Alegre. As inundações históricas que periodicamente assolam Porto Alegre têm sua causa primária na grande concentração de vazão dos rios afluentes no Guaíba, e não na contribuição local das microbacias que drenam a capital. Trata-se de um fenômeno de macroescala que transcende a pluviometria urbana imediata, embora esta também desempenhe um papel na drenagem interna.

No Guaíba convergem as águas de quatro importantes bacias hidrográficas: as do Jacuí, Taquari-Antas, Sinos e Caí. Juntas, elas formam a Bacia do Rio Jacuí (ou Bacia Hidrográfica do Guaíba), que abrange uma área de aproximadamente 84.000 km², cobrindo cerca de um terço do território gaúcho.

Quando intensas e prolongadas chuvas atingem a vasta área de drenagem dessas bacias a montante, o volume de água que se acumula e escoar em direção ao Guaíba é colossal. É essa a

massa hídrica principal responsável por elevar o nível do lago a patamares críticos. A capacidade de escoamento do Guaíba, limitada pela sua relativa estreiteza e pela influência da Laguna dos Patos e de fatores meteorológicos como o vento sul (represamento eólico), torna-se insuficiente para dar vazão a esse volume concentrado, resultando nas cheias que ameaçam a cidade.

Em contraste, as microbacias e arroios urbanos que cortam Porto Alegre (como o Arroio Dilúvio) possuem uma área de **drenagem significativamente menor**. A precipitação registrada diretamente sobre a capital, mesmo que elevada, não seria o fator determinante para transpor os diques de contenção e causar a calamidade da inundação fluvial.

Historicamente, as grandes cheias da capital, como a de 1941 (que atingiu 4,76m) e os eventos mais recentes, não foram primariamente desencadeadas por precipitações que, em 24 horas, superassem largamente um valor como 150 mm dentro da capital (embora a média histórica para períodos de cheia possa ser superada ao longo de vários dias no somatório total da bacia). Embora 150 mm em 24 horas seja um valor elevado e capaz de causar inundações urbanas localizadas e severas por deficiência de drenagem pluvial, não detém o poder de elevar o nível do Guaíba a ponto de comprometer o sistema de defesa contra cheias da cidade. O que de fato impulsiona a cheia do Guaíba são os acumulados de chuva em toda a Bacia do Jacuí ao longo de dias ou semanas, elevando os rios principais e fazendo-os confluir em volume extremo na foz do Guaíba.

É crucial, portanto, reconhecer que a ameaça das cheias históricas em Porto Alegre reside na hidrodinâmica regional da Bacia do Guaíba. A elevação do nível do lago é um reflexo direto da saturação dos grandes rios afluentes. O combate eficaz e o planejamento de longo prazo contra inundações na capital gaúcha exigem, primariamente, a gestão integrada das águas em todo o seu vasto sistema fluvial, e não apenas o foco restrito nas microbacias urbanas.

A análise de frequência da série de máximos anuais de precipitação diária foi realizada utilizando as utilizadas as seguintes distribuições de probabilidade:

- Exponencial
- Gumbel
- GEV (Generalizada de Valores Extremos)
- Normal

Com o intuito de melhor visualizar a aderência entre a amostra e as distribuições de probabilidade avaliadas, os dados foram dispostos no gráfico apresentado na Figura 10. Esse gráfico contém a amostra de precipitações diárias máximas anuais e seus respectivos períodos de retorno, bem como os quantis de precipitação obtidos para as distribuições de probabilidade avaliadas. Neste estudo, considerou-se que a distribuição Exponencial foi a que apresentou melhor ajuste aos dados históricos.

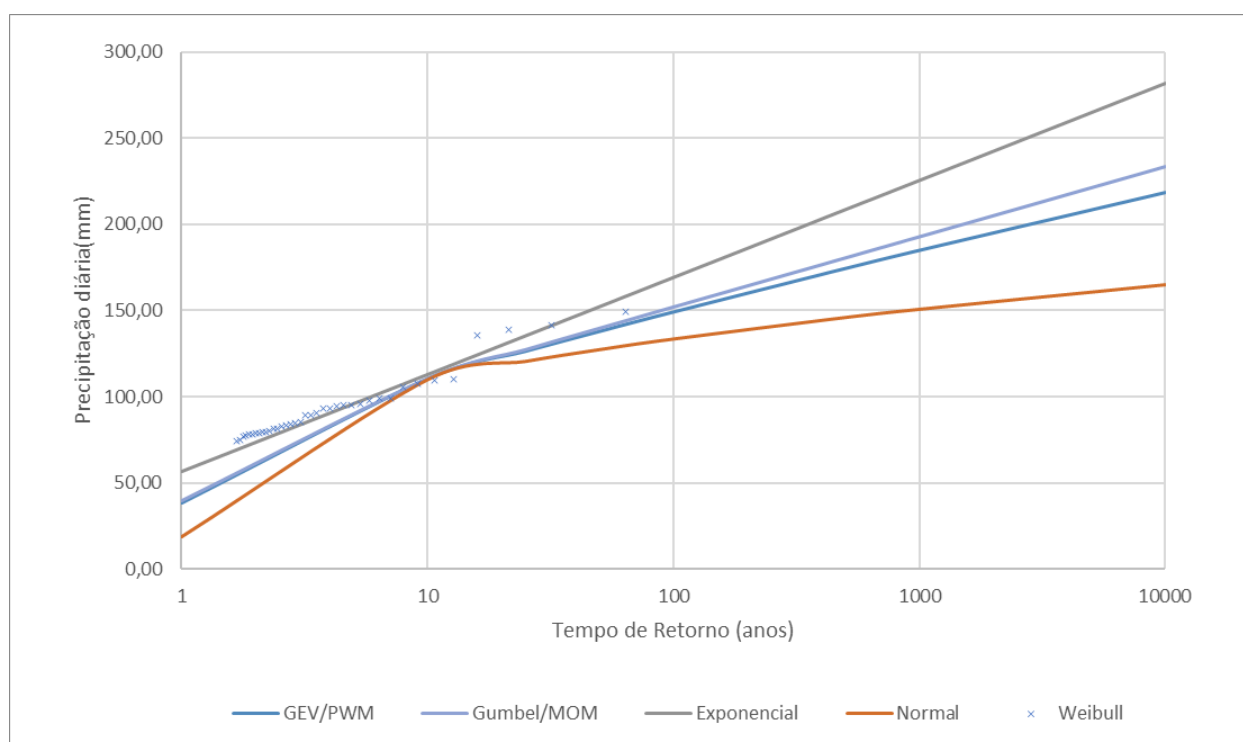


Figura 10. Distribuição de probabilidade ajustada à amostra.

Na Tabela 10, estão apresentados os quantis de precipitação obtidos para a chuva de 1 dia de duração, associados a diferentes tempos de retorno.

Tabela 10. Quantis da distribuição Exponencial ajustada à série de precipitações máximas diárias (mm/d).

Duração (1 dia)	Período de retorno (anos)				
	10	100	500	1000	10.000
Precipitação (mm/dia)	112,657	169,164	208,661	225,672	282,179

Nem sempre o evento máximo observado em um intervalo de 24 h corresponde ao valor registrado em 1 dia. Assim, conforme recomendação da CETESB (1986), os quantis de altura de

chuva de 24 h se relacionam aos de 1 dia de duração por meio de um fator multiplicador, que para o caso do Brasil corresponde a 1,14.

Para a desagregação da chuva em durações inferiores a 24 h foi utilizada a equação apresentada a seguir, que permite o cálculo dos coeficientes de desagregação para diferentes durações, a partir da chuva de 24 h (Silveira, 2000):

$$C_{24} = e^{1,509 \ln(\ln d / 7,3165)}$$

Na qual:

C_{24} = Coeficiente de desagregação da chuva de 24 h para a chuva de duração d;

e = Função Exponencial cuja base é o número de Euler;

d= duração da chuva (em min).

A partir do coeficiente de desagregação e considerando o fator de 1,14 entre a chuva de 24 h e a de 1 dia para a estação pluviométrica analisada, foram obtidos os totais de precipitação associados a diferentes tempos de retorno e durações iguais ou inferiores a 24 h, cujos valores podem ser visualizados na Tabela 11.

Tabela 11. Quantis de precipitação para durações de 10 a 1440 minutos (mm).

Duração (min)	Duração (horas)	Período de retorno (anos)				
		10	100	500	1000	10000
30	0,50	37,994	57,051	70,372	76,109	95,166
60	1,00	51,026	76,620	94,510	102,214	127,809
120	2,00	65,432	98,252	121,193	131,072	163,892
240	4,00	81,126	121,818	150,261	162,510	203,202
360	6,00	90,876	136,458	168,318	182,039	227,621
480	8,00	98,039	147,214	181,585	196,389	245,563
720	12,00	108,473	162,882	200,911	217,290	271,699
840	14,00	112,542	168,991	208,448	225,441	281,890
1080	18,00	119,294	179,130	220,953	238,966	298,802
1200	20,00	122,168	183,445	226,276	244,723	306,000

Aplicando-se os coeficientes de desagregação da chuva, a precipitação foi distribuída ao longo de 30min, 1, 2, 4, 6, 8, 12, 18 e 24 horas de duração, e, a partir das alturas de precipitação apresentadas na Tabela 11 foram traçados os hietogramas de distribuição temporal das chuvas.

Os hietogramas foram traçados conforme o método de Huff (1967), sendo esse um método para determinar a intensidade da precipitação ao longo do tempo. O método de Huff apresenta um gráfico adimensional com quatro curvas de distribuição de chuva (quartis), cada uma indicando uma determinada duração de chuva. As curvas de Huff são amplamente utilizadas para determinar a distribuição temporal de chuvas de projeto em estudos hidrológicos para dimensionamento de obras hidráulicas, no caso em tela adotou-se a distribuição temporal do segundo quartil com 50% de probabilidade (Figura 11), conforme preconizado por Pinheiro (2011).

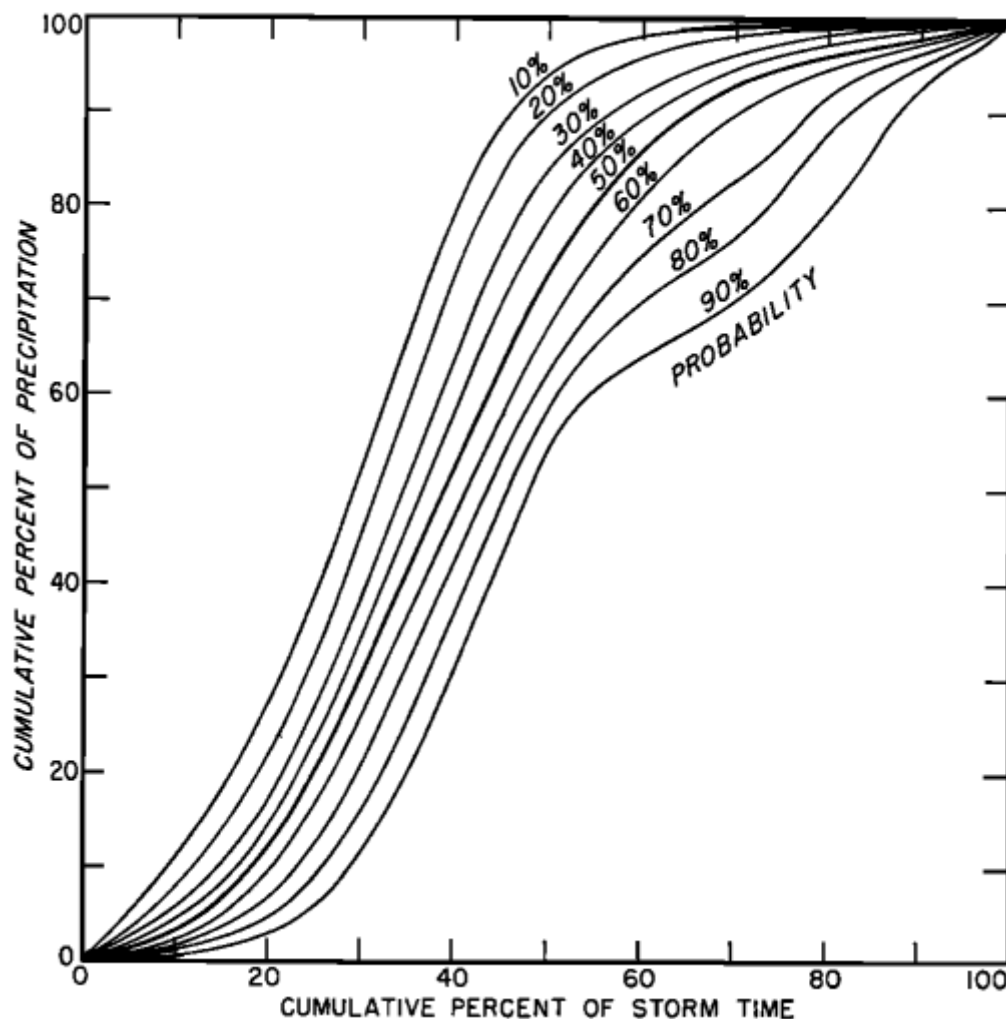


Figura 11. Distribuição Temporal de Huff 2º Quartil

A seguir são apresentados os hietogramas discretizados em **blocos de 1 min** para chuvas com período de retorno de 100, 1000 e 10.000 anos com **6 horas de duração**. Seguiu-se o mesmo processo para a definição dos hietogramas com as durações de 30min, 1, 2, 4, 6, 8, 12, 18 e 24 horas de duração e seus respectivo períodos de retorno.

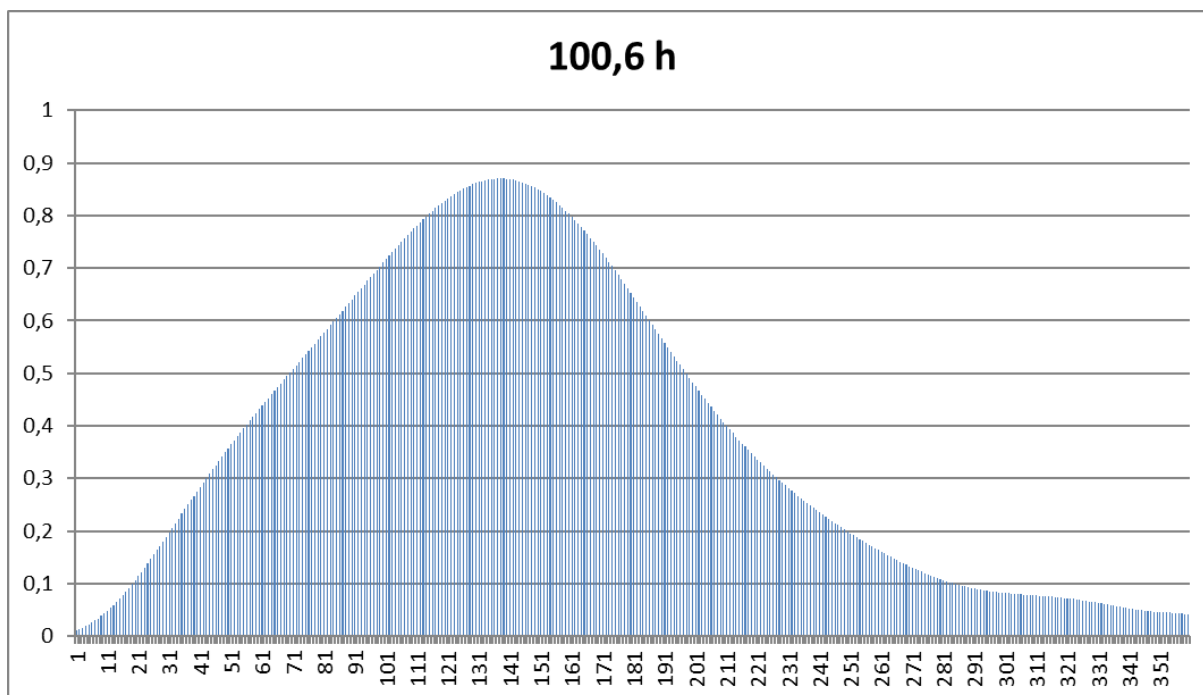


Figura 12. Hietograma de 6 horas de duração para TR 100 anos.

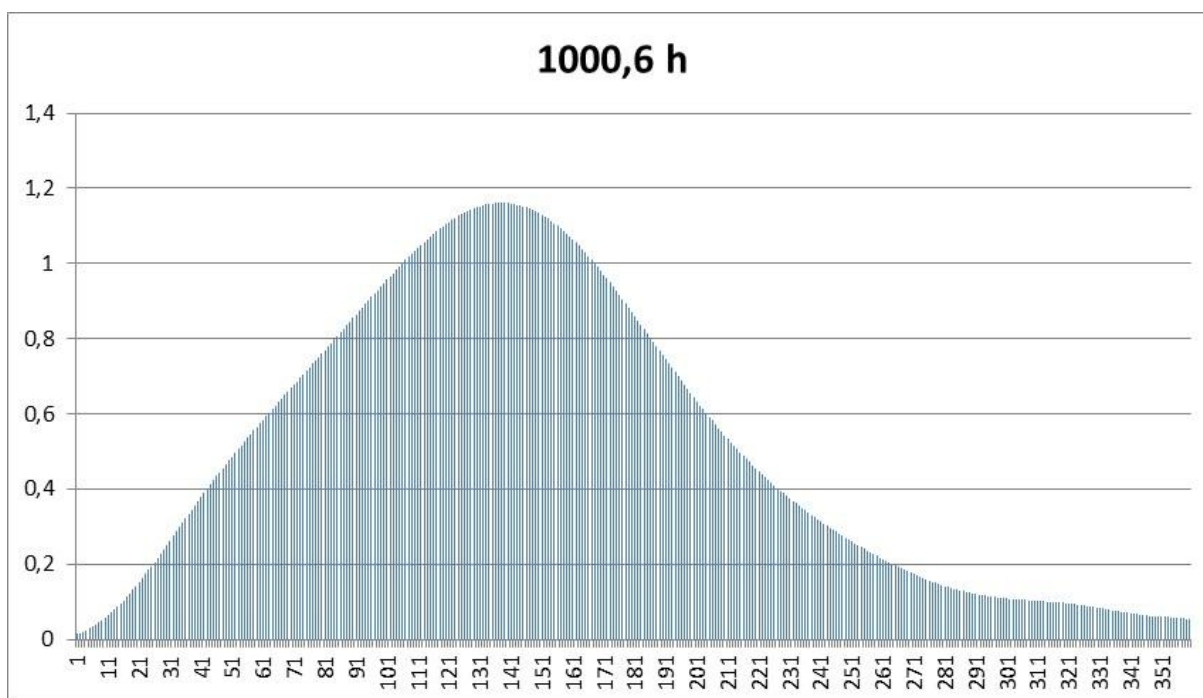


Figura 13. Hietograma de 6 horas de duração para TR 1.000 anos.

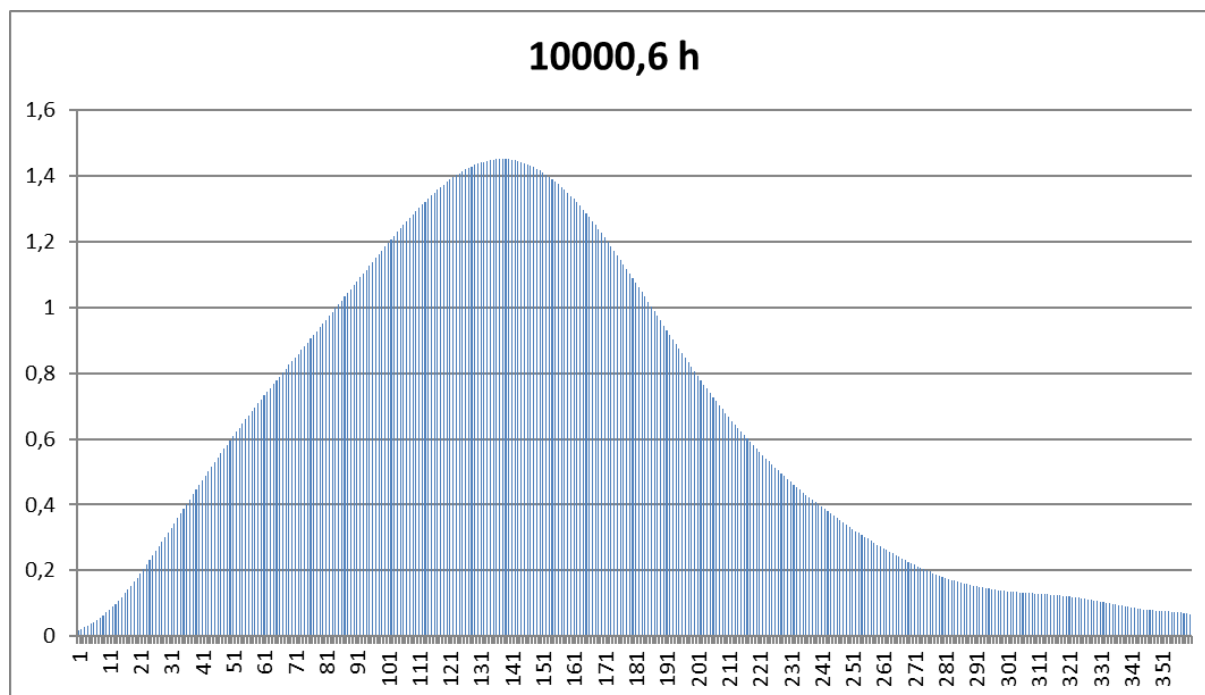


Figura 14. Hietograma de 6 horas de duração para TR 10.000 anos.

4.5 CAPACIDADE DO DISPOSITIVO DE DESCARGA EXISTENTE

O sistema extravasor da barragem está localizado na região da ombreira esquerda e consiste em um vertedor de soleira, em geometria similar a um perfil Creager, com vertimento na cota El. 52,50 m. A soleira desemboca em um canal lateral, de geometria trapezoidal, esse canal é o responsável pelo direcionamento do fluxo da soleira ao dissipador de energia. A Figura 15 apresenta uma vista geral do sistema extravasor da barragem.

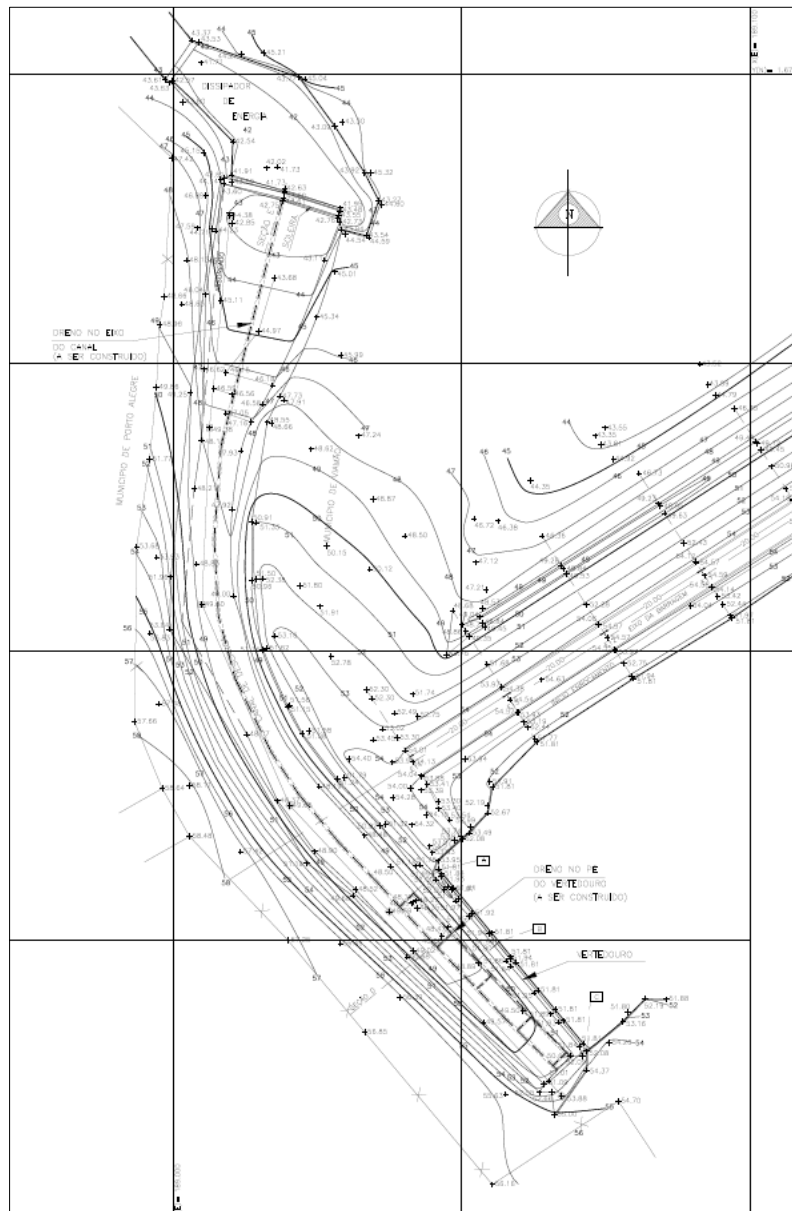


Figura 15. Localização em planta do vertedor da Barragem.

4.5.1 CURVA CHAVE

A capacidade de vazão do dispositivo de descarga existente foi verificada considerando-se as dimensões indicadas na topografia, considerando a largura do vertedor como sendo a menor seção do dispositivo o ponto exerce controle sobre a vazão.

O cálculo da capacidade de descarga do extravasor da Barragem foi realizado diretamente com software HEC-HMS (Hydrologic Modeling System), versão 4,10, desenvolvido pelo corpo de Engenheiros dos EUA.

O software implementa em sua rotina a equação de vazão sobre soleira vertente, conforme preconizado por USBR, 1988. A capacidade foi determinada pela equação apresentada a seguir:

$$Q = cd.Le.H^{3/2}$$

Onde:

Q = Vazão (m^3/s)

cd = Coeficiente de descarga (Adotado 2,00 – Pinheiro 2011)

Le = Largura efetiva da soleira (40,00m – Levantamento topográfico 2025)

H = Altura da lâmina d'água sobre a soleira (m).

A Tabela 12 e a Figura 16 apresentam a curva de descarga, onde os níveis indicados referem-se ao nível d'água na soleira do vertedouro.

Tabela 12. Curva de descarga do vertedouro.

N.A (m)	Vazão (m^3/s)	N.A (m)	Vazão (m^3/s)
52,5	0,0	53,9	132,5
52,7	7,2	54,1	161,9
52,9	20,2	54,3	193,2
53,1	37,2	54,5	226,3
53,3	57,2	54,7	261,1
53,5	80,0		
53,7	105,2		

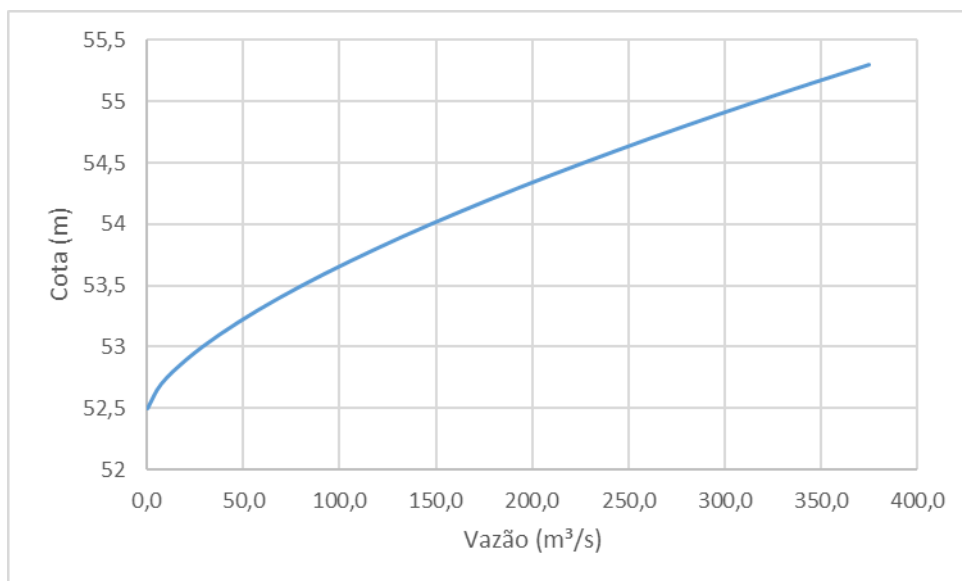


Figura 16. Curva de descarga do vertedouro.

Ressalta-se que a curva chave faz referência exclusivamente a capacidade de descarga do dispositivo extravasor, não se referendo necessariamente a cota alcançada no trânsito de cheia.

4.6 DETERMINAÇÃO DA VAZÃO MÁXIMA DE PROJETO

Para a estimativa da vazão máxima no sistema extravasor, e determinação dos hidrogramas afluentes e efluentes da Barragem, foi utilizado o HEC-HMS (Hydrologic Modeling System), versão 4,10, desenvolvido pelo corpo de Engenheiros dos EUA. Para a transformação de chuva em vazão foi escolhido o Método no Número da Curva CN do *U. S. Soil Conservation Service* (SCS).

Os parâmetros de entrada do software estão apresentados nos itens a seguir.

4.6.1 TEMPO DE RETORNO ASSOCIADO AO EMPREENDIMENTO

A definição do período de retorno a ser utilizado na verificação da capacidade dos dispositivos de descarga de barragens se faz, tanto a partir das características geométricas da barragem (Tabela 13), quanto através das características de ocupação na região a jusante (Tabela 14). Em função da combinação dessas classificações, o Comitê Brasileiro de Barragens - CBDB - estabeleceu os períodos de retorno a serem adotados no dimensionamento, conforme é apresentado na Tabela 15.

Tabela 13. Classificação de barragens em função da dimensão.

Dimensão	Altura h(m)	Volume V (hm ³)
Pequena	$5 \leq h < 15$	$0,05 < V < 1,0$
Média	$15 \leq h < 30$	$1,0 < V < 50$
Grande	$h > 30$	$V > 50$

Tabela 14. Classificação das barragens em função do potencial de risco

Potencial de risco	Perdas de vida	Perdas econômicas
Baixo	Nenhuma esperada (nenhuma estrutura permanente para habitação humana)	Mínima (região não desenvolvida em benfeitorias e cultivos ocasionais)
Significante	Até cinco (nenhum desenvolvimento urbano e não mais do que um pequeno número de estruturas habitáveis)	Apreciável (terras cultivadas, benfeitorias e casas)
Alto	Mais do que cinco	Excessiva (comunidades, indústrias e agriculturas extensas)

Tabela 15. Recomendações para valores mínimos de períodos de retorno

Potencial de risco	Dimensão	TR para cheia de projeto
Baixo	Pequena	Cheia com período de retorno entre 50 e 100anos
	Média	Cheia com período de retorno de 100 anos a ½ CMP
	Grande	½ CMP a 1 CMP
Médio	Pequena	Cheia com período de retorno de 100 anos a ½ CMP
	Média	½ CMP a 1 CMP
	Grande	1 CMP
Alto	Pequena	½ CMP a 1 CMP
	Média	1 CMP
	Grande	1 CMP
CMP = Cheia máxima provável		

Considerando que a Barragem possui 10,70m de altura, porém volume de 2,64 hm³, considerou-se a dimensão da barragem como média por essa classificação, uma vez que o volume armazenado é o causador de danos em caso de ruptura.

Com relação ao potencial de risco, em eventual ruptura da barragem considera-se que há risco a pessoas e as perdas econômicas são excessivas, visto estar a montante do núcleo urbano de Porto Alegre, a capital do estado, portando considerado alto.

Ao se cruzar os dados de potencial de risco alto com dimensão média, temos que a barragem deve ser dimensionada para a CMP. De acordo com o Manual de Engenharia 1110-2-1420, da U.S. Army Corps of Engineers (1997), o cálculo da CMP é baseado na combinação máxima concebível de eventos meteorológicos desfavoráveis para a região que se quer avaliar, sendo que o comitê da ASCE (American Society of Civil Engineers) indica ainda que as vazões determinadas para a CMP são equivalentes às obtidas quando se considera um período de retorno de 10.000 anos.

Sendo assim, de acordo com o apresentado, o período de retorno associado ao empreendimento deve ser de 10.000 anos, em função principalmente ao potencial risco a vidas humanas no vale de jusante.

4.6.2 DURAÇÃO DA CHUVA CRÍTICA DE PROJETO

Uma vez que para barragens não se busca a cheia que produza a maior vazão afluente de pico, e sim a cheia que produza a maior sobre elevação no nível d'água do reservatório, para a verificação do dispositivo extravasor da Barragem foi adotado a metodologia proposta por Pinheiro (2011) e Conte (2016), onde a duração da chuva de projeto deve ser pesquisada, encontrando assim o caso mais crítico para o barramento analisado.

No processo de determinação da duração da chuva, foram simulados os tempos de duração notáveis, de 0,5h (similar ao tempo de concentração da bacia), 0,5h, 1h, 2h, 4h, 6h, 8h e 12 h, 18h e 24h. Estas durações foram inseridas no software HEC-HMS (Hydrologic Modeling System), versão 4,10, e neste ambiente, simulou-se a resposta da bacia hidrográfica e a operação do reservatório perante a cada evento de chuva pesquisado.

Para cada duração de precipitação, foi obtido o hidrograma de cheia gerado na bacia e o respectivo hidrograma efluente da barragem. A duração da precipitação crítica é aquela que

produza a maior lâmina d'água no barramento, e consequentemente o maior pico de descarga vertida (o cenário mais crítico para a estrutura do barramento). A Tabela 16 apresenta o resumo do estudo realizado.

Tabela 16. Determinação da chuva crítica.

Duração	Vazão afluente (m³/s)	Vazão efluente (m³/s)	Elevação do N.A.(m)
30 MIN	102,31	31,87	53,04
1 H	166,00	56,19	53,29
2 H	221,50	87,06	53,56
4 H	236,36	114,56	53,77
6 H	219,97	123,05	53,83
8 H	199,93	123,63	53,84
12 H	165,50	117,97	53,80
18 H	130,39	104,56	53,70
24H	109,03	93,49	53,61

O fato de o tempo de concentração da bacia ser de aproximadamente 2 horas e a duração da chuva crítica (**aquela que produz o Nível de Água (N.A.) efluente máximos**) ser de 8 horas é uma demonstração clara do papel de amortecimento do reservatório. O tempo de concentração define o período necessário para que toda a bacia comece a contribuir simultaneamente na entrada do reservatório, resultando em uma das maiores vazões afluentes (221,50 m³/s).

No entanto, para maximizar o N.A. e a vazão efluente, o sistema não exige apenas a maior intensidade de pico de vazão, mas sim o maior volume total de água acumulado. Uma chuva mais longa (8 horas), mesmo que com uma intensidade de pico menor, como evidenciado pela vazão afluente reduzida para 199,93 m³/s, **fornece um volume de água sustentado por um período mais extenso**. Este volume prolongado sobrecarrega a capacidade de descarga da barragem, permitindo que a água se acumule progressivamente até atingir o seu nível máximo (53,84 m), o que, por sua vez, resulta na vazão efluente máxima (123,63 m³/s).

Este fenômeno argumenta diretamente contra a ideia de que o pico de vazão afluente máximo (que ocorreu com a duração de 4 horas, atingindo 236,36 m³/s) é o evento mais crítico. No caso da duração de 4 horas, o sistema absorveu e atenuou o pico de entrada de forma mais eficiente, resultando em um N.A. e efluente inferiores (53,77 m e 114,56 m³/s respectivamente). Isso comprova que o pico de entrada, embora mais intenso, teve uma duração insuficiente para preencher o reservatório e exaurir a sua capacidade de atenuação antes que as descargas

pudessem começar a esvaziá-lo de forma eficaz. A chuva crítica de 8 horas, por outro lado, atesta que o volume total e a duração da inundação são os fatores determinantes para o dimensionamento de segurança de uma barragem, e não apenas a vazão de pico que chega à sua entrada.

Nesse sentido, a barragem será verificada para uma cheia com 8 horas de duração, por esse ser considerado o fenômeno crítico ao seu funcionamento.

Ressalta-se que para verificação da capacidade de canais, e trânsito de cheias intensas por eles, como será abordado no estudo hidrodinâmico de ruptura hipotética e de cheias naturais, é de interesse se conhecer o pico de vazão afluente em determinado exutório, nesse sentido, a utilização de chuvas com duração próxima a tempo de concentração da bacia é perfeitamente aceitável.

4.6.3 CAPACIDADE DO RESERVATÓRIO

Com as informações obtidas partir do levantamento topobatimétrico do reservatório, emitido em 20/03/2025 pela VTB Engenharia, sabe-se que na cota operacional (El. 52,50 m), o volume é de 2,64 hm³ e área total alagada de 680.032,56 m². O reservatório, na capacidade máxima (medida na cota de coroamento da crista - El. 54,70 m), possui um volume máximo de aproximadamente 4,62 hm³ e área total alagada de aproximadamente 1.066.396,10 m².

Como premissa do estudo, **foi considerado que no instante da ocorrência da precipitação de projeto o nível do reservatório encontra-se na soleira do vertedor, ou seja, EL. 52,50** (condição normal em períodos chuvosos). Em consequência, a capacidade de amortecimento do reservatório está diretamente associada ao volume entre a cota da soleira e a crista do barramento.

A Figura 17 apresenta a curva cota x área x volume do reservatório, obtida a partir do projeto executivo da barragem.

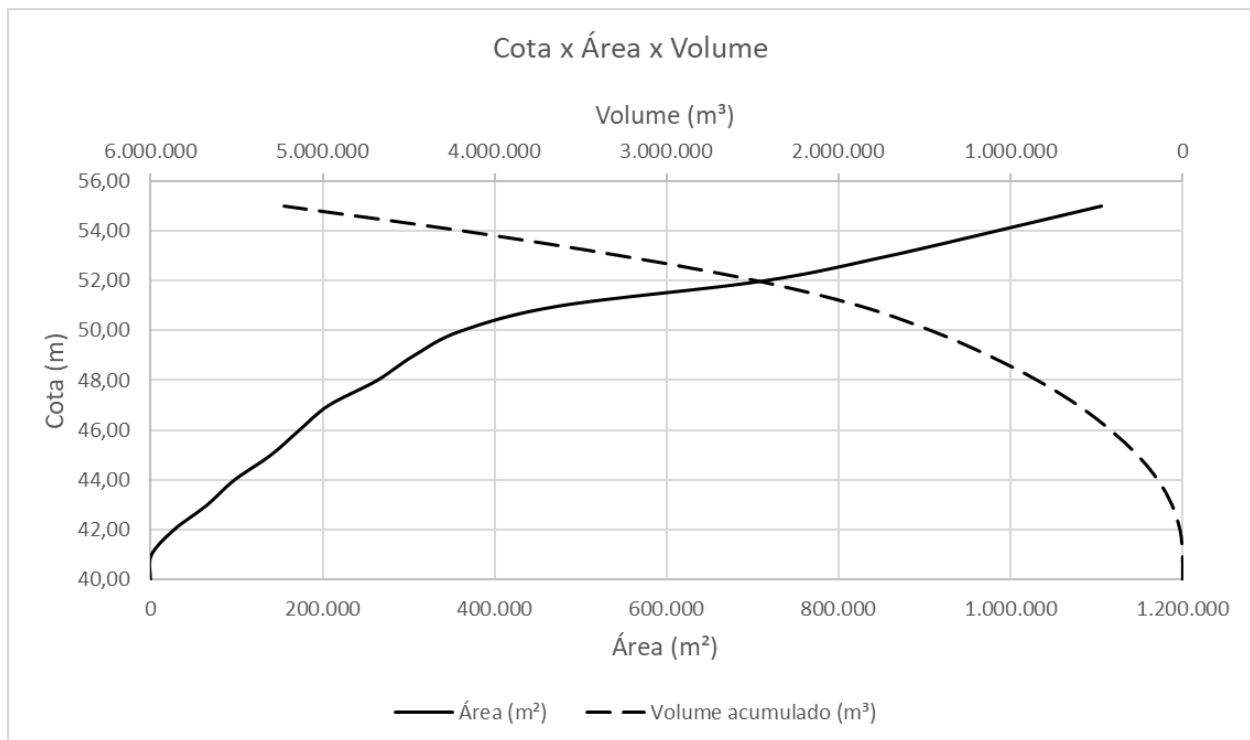


Figura 17. Curva Cota-Área-Volume Barragem Lomba do Sabão

Tabela 17. Curva Cota x Área x Volume.

Cota (m)	Área (m ²)	Volume acumulado (m ³)
40.00	-	0.00
41.00	1,175.11	587.56
42.00	26,893.43	14,621.83
43.00	65,644.66	60,890.87
44.00	97,225.05	142,325.73
45.00	139,712.28	260,794.39
46.00	172,901.51	417,101.29
47.00	207,174.35	607,139.22
48.00	263,297.88	842,375.33
49.00	306,395.13	1,127,221.84
50.00	362,202.35	1,461,520.58
51.00	476,549.57	1,880,896.53
52.00	713,293.60	2,475,818.12
53.00	858,454.32	3,261,692.07
54.00	983,478.37	4,182,658.421
55.00	1,106,189.05	5,227,492.131

4.7 VERIFICAÇÃO DO AMORTECIMENTO DA CHEIA DE PROJETO

4.7.1 BORDA LIVRE REQUERIDA

Os critérios que sustentam a definição da borda livre mínima requerida para a barragem, são estabelecidos pelas normativas técnicas nacionais. A Tabela 18 apresenta um compilado das normativas consideradas.

Tabela 18. Borda livre recomendada por diferentes órgãos, para barragens.

Órgão regulador	Borda Livre Operacional	Borda Livre N.A. Maximorum
Eletrobrás (2003)	3,00 m	1,00 m
Agência Nacional de Águas (ANA)	Cita a Eletrobrás	Cita a Eletrobrás
Departamento de águas e energia elétrica do estado de São Paulo (DAEE)	-	0,1.H

Logo, na ocorrência da cheia de projeto, a **borda livre requerida para o barramento é de 1,00 m.**

4.7.2 RESULTADO DO TRÂNSITO DE CHEIAS

O trânsito de cheias foi calculado com HEC-HMS (Hydrologic Modeling System), versão 4,10 para uma chuva com **8 horas de duração** e período de retorno de 10.000 anos. A Figura 18 apresenta o resultado do estudo, onde é possível verificar a cota da crista do barramento, as vazões afluente e efluente e a variação da cota do nível do reservatório durante a cheia de projeto.

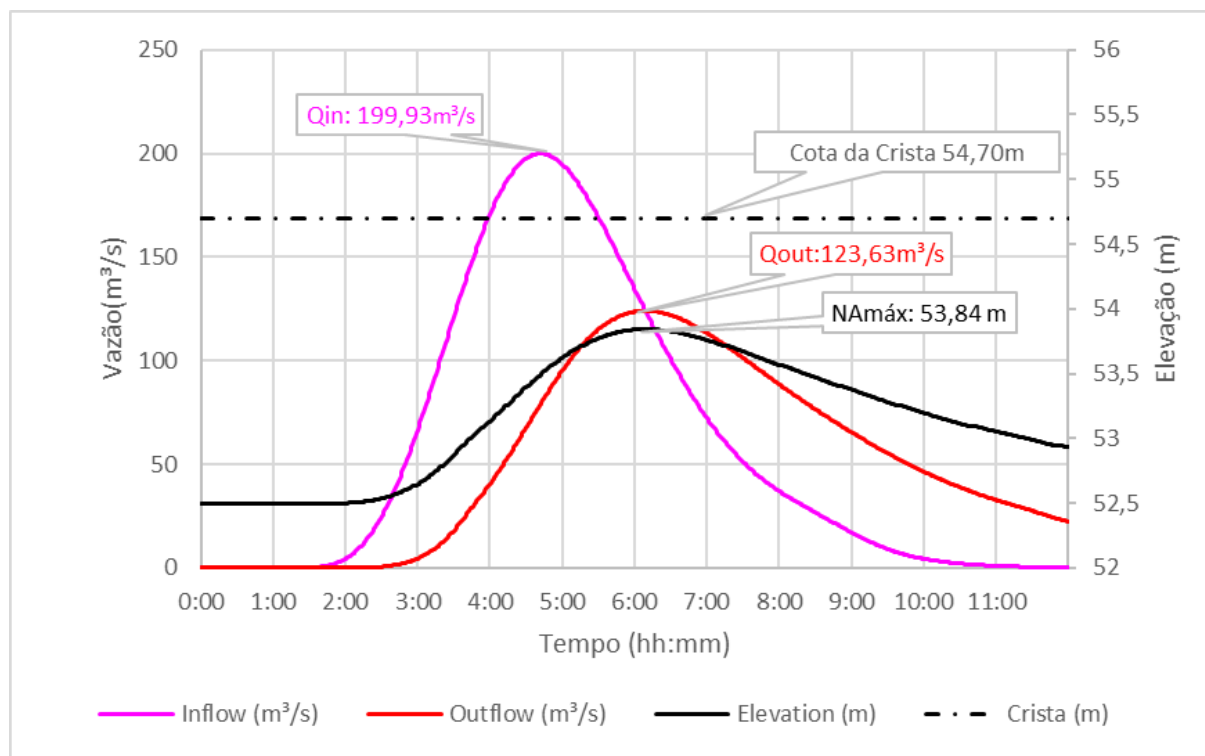


Figura 18. Trânsito de cheia crítica de projeto pelo reservatório da barragem, para o nível d'água operacional.

O gráfico de trânsito de cheia apresentado na Figura 18 representa o desfecho da simulação hidrológica da chuva crítica de 8 horas, confirmando visualmente o papel essencial do reservatório no amortecimento de cheias. A curva magenta (Inflow) ilustra o hidrograma de entrada, que alcança seu pico de 199,93 m³/s pouco antes das 5:00. No entanto, devido à capacidade de armazenamento da barragem, a vazão de saída (curva vermelha, Outflow) é significativamente atenuada e defasada.

O pico efluente máximo de 123,63 m³/s (o maior em toda a análise, validando a criticidade desta duração) é atingido com um atraso de aproximadamente 90 minutos em relação à entrada, provando o efeito atenuador. A curva preta (Elevation) demonstra a elevação do Nível de Água (N.A.) dentro do reservatório, que atinge seu máximo de 53,84 m — o valor máximo de toda a tabela de simulações.

Este N.A. máximo é alcançado no ponto de inflexão das curvas de vazão, onde a taxa de entrada se iguala momentaneamente à taxa de saída (cruzamento das curvas por volta das 6:00), momento em que o volume armazenado para fins de segurança atinge o seu limite. A linha tracejada (Crista) serve como referência de segurança.

É fundamental ressaltar a relação entre este nível máximo e a Cota da Crista da barragem (54,70 m). A diferença vertical entre o N.A. máximo (53,84 m) e a cota da crista (54,70 m) é a borda livre (ou freeboard), que neste caso **é de 0,86 m**.

Embora a estrutura demonstre ter uma borda livre, a prática de engenharia, e muitas normas técnicas, supracitadas anteriormente, recomenda que a borda livre mínima seja de 1,00 m para garantir uma margem de segurança. Portanto, mesmo que a simulação hidráulica indique um N.A. máximo inferior à crista, a análise de segurança final deve considerar este critério mínimo de borda livre de 1,00 m para confirmar a adequação total da cota da crista da barragem. Nesse sentido, conclui-se que **a barragem não é segura ao trânsito de cheia decamilenar**.

4.7.3 SOBRE ELEVAÇÃO EÓLICA

Além da sobre-elevação do nível d'água causado pelo trânsito da cheia de projeto, a borda livre da barragem também depende da altura das ondas no reservatório que podem ser causadas pela ação de ventos excepcionais, a velocidade desses é estabelecida pela própria metodologia, sendo 160 km/h para cheias normais, e 80km/h para cheias excepcionais, dessa forma, **não se conjuga o vento crítico a cheia crítica**.

Para estimar as alturas das ondas que podem ser formadas, são utilizadas as equações indicadas no *“Manual do Empreendedor sobre Segurança de Barragens – Volume V”* (ANA,2016). Segundo o manual, a probabilidade de ocorrência simultânea de vento excepcional e da cheia de máxima de projeto é muito baixa, sendo assim, a ocorrência do vento excepcional é conjugada com o nível do reservatório no nível operacional, sendo este na El. 52,50m correspondente a cota da soleira livre do vertedor.

A Tabela 19 traz os resultados obtidos na checagem da altura de onda no reservatório para o cenário simulado.

Tabela 19. Resumo do cálculo da altura de onda no reservatório

Dados	Cheia Normal	Cheia Excepcional
V - Velocidade do vento (km/h)	160	80
Ft - Fetch efetivo (km)	0.902	0.902
D - Profundidade média do reservatório (m)	4.88	4.88
T - Período	2.556	1.923
L - Comprimento da onda (m)	10.188	5.771
Hs - Altura significativa das ondas	1.157	0.493
K - Rugosidade da superfície do talude de montante	0.55	0.55
α – ângulo do talude de montante	23.5°	23.5°
S0 - Altura da onda (m)	0.0752	0.0188
S1 - Altura do espraio (m)	1.31	0.65
Sobre elevação – Altura total da onda (m)	1.39	0.66
Nível d'água	52.5	53.84
Cota da sobre elevação causada pela onda (m)	53.89	54.50
Cota da crista (m)	54.7	54.7
Borda livre disponível (m)	0.81	0.20

Conforme exposto, nota-se que durante a ocorrência de sobre-elevação eólica no reservatório, a barragem não transborda. Entretanto, a borda livre disponível é inferior a 1,00m (mínima exigida) em ambos os cenários, portanto, **a barragem não é segura a ação de ventos excepcionais.**

4.8 VERIFICAÇÃO DO CANAL EXTRAVASOR

O canal lateral possui geometria trapezoidal, sendo revestido de concreto, e possuindo cerca de 7,00m de largura na base, a inclinação dos taludes laterais aproxima-se de 1:1 (45°), com altura média de 3,00m. A Figura 19 apresenta perfil longitudinal do canal.

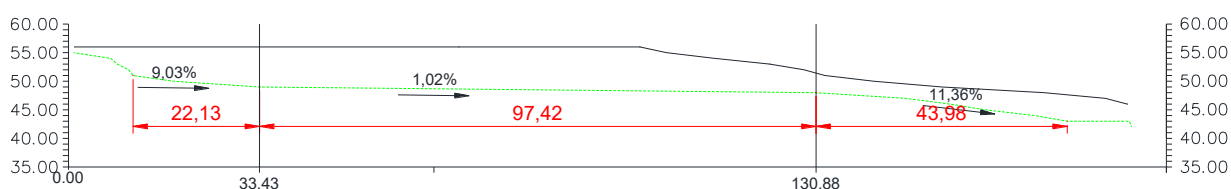


Figura 19. Perfil longitudinal do canal

A verificação do canal foi realizada com o auxílio do software Canal, desenvolvido pela Grupo de pesquisa em recursos hídricos da Universidade Federal de Viçosa. O canal foi verificado ao regime de escoamento, velocidade e profundidade.

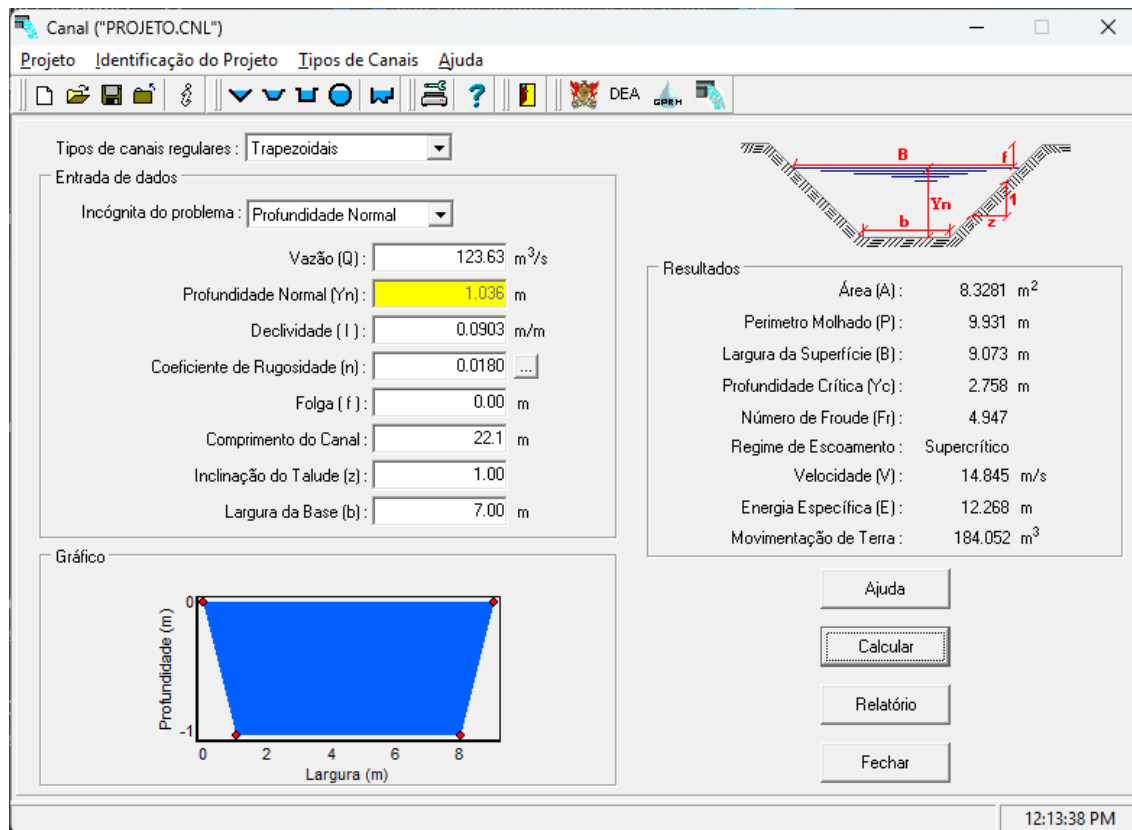


Figura 20. Primeiro trecho

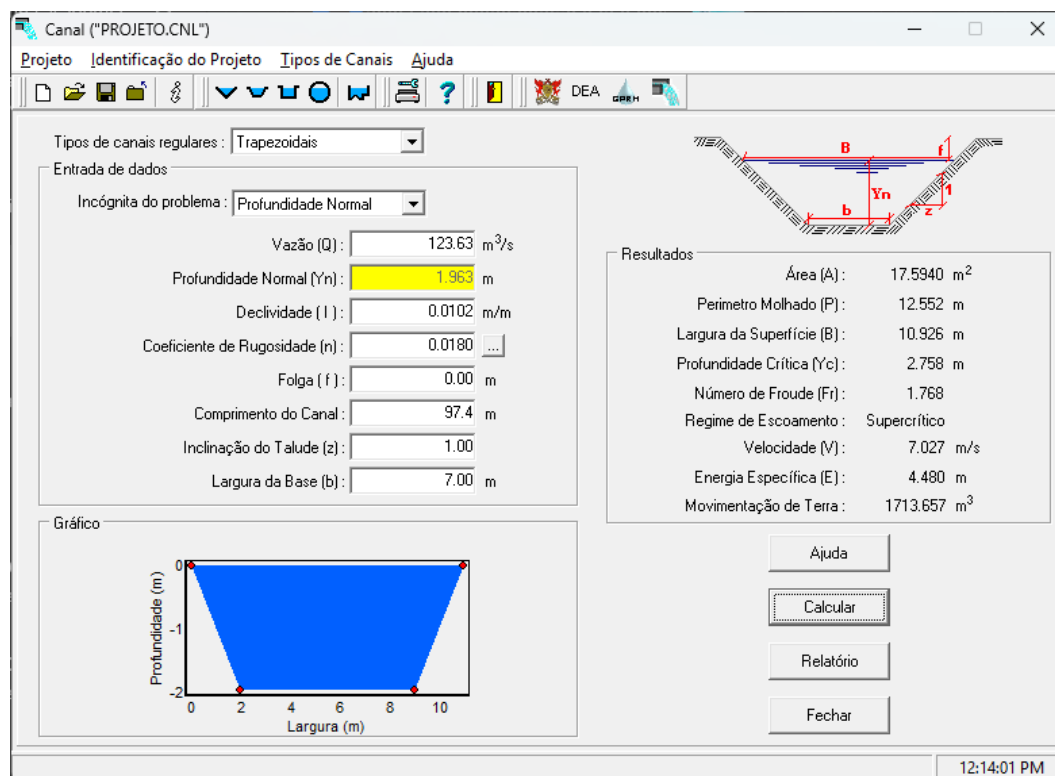


Figura 21. Segundo trecho.

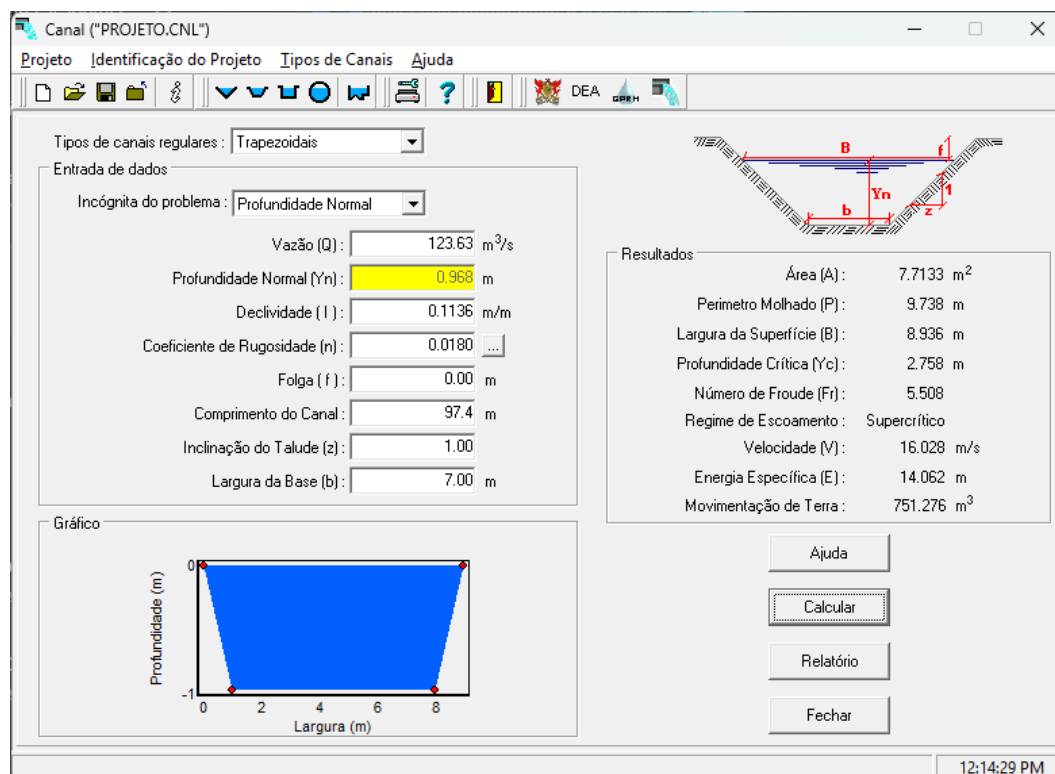


Figura 22. Terceiro trecho.

Conforme exposto, não há transbordamento do canal em nenhum dos trechos avaliados para a vazão efluente decamilenar. A velocidade máxima do fluxo acontece no final do canal sendo de 16,028 m/s, sendo necessário um dissipador de energia robusto para compatibilização do fluxo ao vale receptor.

Atingir velocidades acima de 6,00 m/s (normalmente estipulada como máxima para canais em concreto) em vertedores e canais rápidos de barragens não é uma anomalia, mas sim uma condição normal, previsível e, muitas vezes, essencial do projeto. Essa realidade é plenamente justificável pela própria física do escoamento e pela necessidade de otimização estrutural. A principal razão reside na conversão de energia. A água acumulada no reservatório possui uma vasta energia potencial devido à sua altura (o desnível da barragem). Quando essa água é liberada sobre o vertedor, a gravidade age como a força motriz, convertendo essa energia potencial em energia cinética, que se manifesta diretamente como alta velocidade. É esse ganho de velocidade ao longo da calha inclinada (o "rápido") que permite que o fluxo atinja e, frequentemente, exceda a marca de 6,00 m/s.

Além do fator físico, a alta velocidade é fundamental para a viabilidade econômica e eficiência da estrutura. Pelo princípio da continuidade de vazão ($Q=A \cdot V$), quanto maior a velocidade (V), menor pode ser a área transversal (A) do canal necessária para escoar uma determinada vazão de projeto (Q). Projetar canais rápidos com altas velocidades permite, portanto, que se reduzam significativamente o tamanho da estrutura, diminuindo a quantidade de concreto e escavação, o que se traduz em menores custos de construção e um uso mais eficiente do espaço no maciço da barragem.

Contudo, a normalidade de tais velocidades elevadas não elimina os riscos, mas os torna um desafio de engenharia a ser gerenciado. O principal risco é a cavitação, um fenômeno destrutivo onde as altas velocidades e quedas de pressão localizadas causam a formação e implosão de bolhas de vapor d'água, erodindo o concreto. Assim, a justificativa para a normalidade de velocidades superiores a 6,00 m/s está intrinsecamente ligada à adoção de medidas rigorosas de controle no projeto, como o uso de concreto de alto desempenho, acabamento superficial impecável.

Um aspecto crucial do projeto que justifica essas velocidades elevadas é a eficiência na dissipação de energia a jusante. A elevada velocidade do escoamento, em combinação com a pouca profundidade da lâmina d'água, produz um Número de Froude (Fr) elevado – tipicamente, muito superior a 4,5. Um Número de Froude alto é essencial, pois garante que o ressalto hidráulico que se forma na bacia de dissipação seja do tipo "oscilante" ou "estável e forte" (dependendo do Fr), o que maximiza a turbulência e, conseqüentemente, facilita a dissipação da grande quantidade de energia cinética. Sem essa alta velocidade (e o conseqüente alto Fr), o ressalto seria fraco ou imperfeito, ineficaz para dissipar a energia e resultando em sérios problemas de erosão a jusante da barragem.

4.9 VERIFICAÇÃO DO DISSIPADOR DE ENERGIA.

Não foi possível a verificação da estrutura de dissipação de energia da existente ao final do canal extravasor, uma vez que esse encontra-se completamente deteriorada.

Pelo estado de conservação da estrutura, **conclui-se que essa é inadequada à dissipação do fluxo do canal extravasor.**

A destruição de um dissipador de energia é um sinal claro de que a estrutura original era inadequada ou falhou em lidar com a energia do escoamento. Portanto, a readequação não deve se limitar a um simples reparo, mas sim a uma reengenharia completa que garanta a longevidade e a segurança hidráulica da obra. O primeiro passo é o diagnóstico preciso, que envolve o recálculo da vazão de projeto (Q) e, fundamentalmente, a determinação do Número de Froude (Fr) na saída do conduto. Essa análise crítica é o que define a alternativa mais eficaz para mitigar futuras erosões.

As soluções para a adequação de um dissipador destruído transitam entre o reforço da tipologia existente e a substituição por métodos mais robustos. Se a falha foi atribuída primariamente à qualidade do material ou a uma erosão localizada (solapamento), a reconstrução com concreto armado de alta resistência e o emprego de armaduras robustas é indispensável. Nesses casos, a proteção das laterais e do leito a jusante pode ser aprimorada com o uso de gabiões ou enrocamento argamassado, que oferecem maior flexibilidade estrutural e resistência à erosão.

No entanto, se o recálculo hidráulico indicar que a energia de escoamento excedeu cronicamente a capacidade de dissipação da estrutura original, a mudança da tipologia é a única solução viável. O recurso mais comum é a adoção de Bacias de Dissipação por Ressalto Hidráulico (como os modelos USBR III para Fr maior que 4,50). Essas bacias utilizam blocos internos e soleiras dentadas estrategicamente posicionados para forçar e estabilizar o ressalto hidráulico, transformando o escoamento supercrítico em subcrítico e dissipando a energia cinética em turbulência controlada.

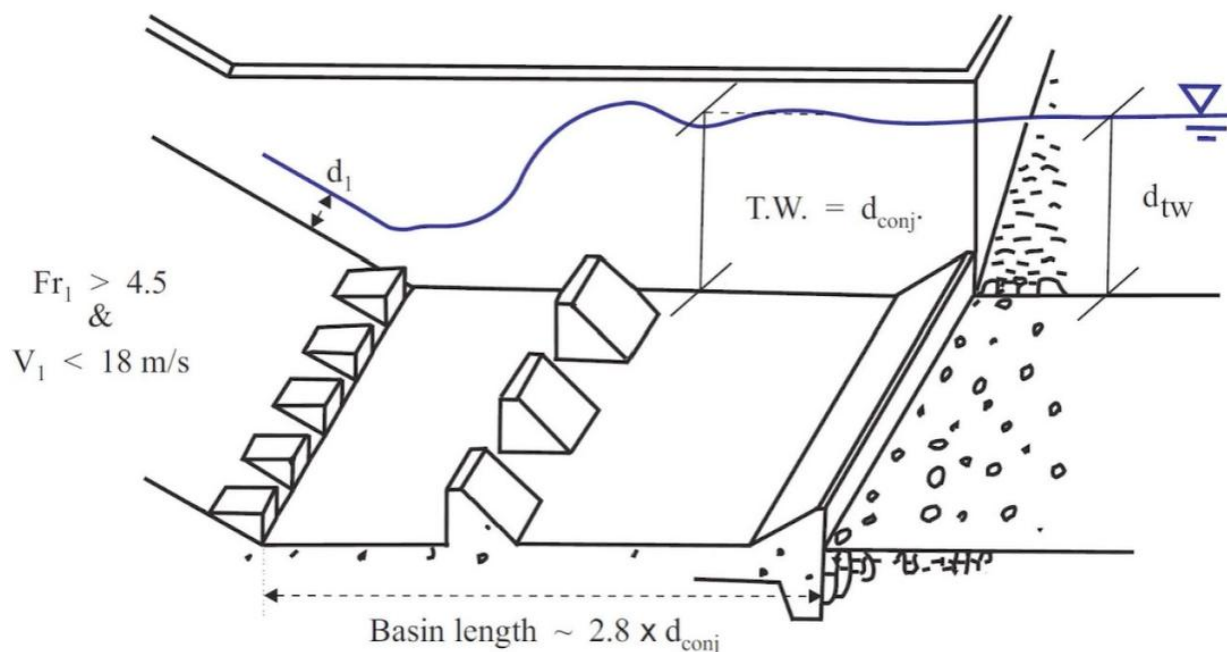


Figura 23. Dissipador USBR Tipo III.

Para saídas em nível, mas com alta velocidade, a criação de um tapete de enrocamento com uma fossa de erosão (ou "piscininha") é uma alternativa mais simples, que utiliza a própria lâmina d'água para o amortecimento inicial e o enrocamento para a estabilização do leito.

Em síntese, a readequação de um dissipador destruído exige uma visão de longo prazo: a solução de engenharia escolhida deve ser dimensionada não apenas para as condições atuais, mas para as vazões extremas, incorporando materiais de maior durabilidade e um mecanismo de

dissipação que seja inerentemente compatível com o regime hidráulico do escoamento, garantindo assim a integridade da estrutura e a proteção do meio ambiente a jusante.

5 CONCLUSÕES

O presente estudo hidrológico-hidráulico da Barragem Lomba do Sabão avaliou as séries históricas de precipitação da região, com o objetivo primordial de determinar a segurança da estrutura frente a eventos extremos. A análise culminou na determinação da Máxima Precipitação de Projeto (MPP) para um Período de Retorno de 10.000 anos, um critério robusto e essencial para o dimensionamento de segurança.

Os resultados do Trânsito de Cheia através do reservatório e do vertedor, utilizando a cheia de projeto derivada da MPP, confirmam que a capacidade de descarga e amortecimento da estrutura é, do ponto de vista do galgamento, adequada. Especificamente, demonstrou-se que a barragem não transborda sob a ação do hidrograma de 10.000 anos de período de retorno.

Contudo, a análise da Borda Livre (a distância vertical entre a Cota da Crista e o Nível de Água máximo da cheia) revelou uma limitação crítica: a borda livre mínima recomendada não é atendida. Embora a água não galgue o coroamento, a margem de segurança contra eventos secundários, como a sobreelevação do nível da água causada por ventos excepcionais (análise também realizada neste estudo), é insuficiente. Essa ausência de borda livre suficiente representa um risco de segurança estrutural que deve ser mitigado.

Em relação aos dispositivos de extravasão, verificou-se que o canal rápido (calha) de escoamento é hidráulicamente adequado para conduzir a vazão de projeto.

O ponto de maior fragilidade identificado reside no final do sistema de extravasão: o dissipador de energia encontra-se destruído. Embora ainda não comprometa a segurança global da barragem, a ausência de um mecanismo funcional para dissipar a alta energia cinética da água efluente representa um risco de erosão regressiva no pé da barragem, podendo comprometer a estabilidade do maciço ao longo do tempo.

Desta forma, as seguintes recomendações são cruciais para a manutenção da integridade e segurança da Barragem Lomba do Sabão:

1. **Reconstrução Definitiva:** Sugere-se a reconstrução permanente do dissipador de energia. O projeto deve contemplar uma estrutura eficiente, como o Dissipador Tipo III do USBR (United States Bureau of Reclamation), capaz de absorver a energia da vazão máxima de forma segura.
2. **Medida Emergencial:** Como solução de engenharia rápida e temporária até a reconstrução, deve ser implementada a colocação imediata de um enrocamento (pedras de grande dimensão) no local do dissipador. Este enrocamento deve possuir uma espessura mínima de 1,00 m com um diâmetro mediano (D_{50}) também de 1,00 m para resistir à força do fluxo e proteger contra a erosão.

Em conclusão, a Barragem Lomba do Sabão está funcionalmente segura contra o galgamento da cheia decamilenar, mas requer intervenções imediatas no dissipador de energia e uma avaliação de mitigação para garantir o atendimento da borda livre mínima, elevando assim o seu padrão de segurança operacional.

JHONY MAICON DE PICOLI
PIRES:07641376975

Assinado de forma digital por JHONY
MAICON DE PICOLI
PIRES:07641376975
Dados: 2025.12.02 16:20:25 -03'00'

Jhony Maicon de Picoli Pires
Mestre em Engenharia de recursos hídricos
Responsável técnico pelo estudo
CREA/PR nº 164.758/D

Curitiba, 03 de dezembro de 2025.

APÊNDICE 1

ANOTAÇÃO DE RESPONSABILIDADE TÉCNICA



Anotação de Responsabilidade Técnica - ART
Lei nº 6.496, de 7 de dezembro de 1977
Conselho Regional de Engenharia e Agronomia do Rio Grande do Sul



CREA-RS
Conselho Regional de Engenharia e Agronomia do Rio Grande do Sul

ART Número
13037792

Contratado

Nr. Carteira: PR164758 **Profissional:** JHONY MAICON DE PICOLI PIRES **E-mail:** jhony.maicon10@gmail.com
Nr. RNP: 1716865140 **Título:** Engenheiro Civil
Empresa: VTB ENGENHARIA LTDA **Nr. Reg.:** 6003781

Contratante

Nome: DEPARTAMENTO MUNICIPAL DE ÁGUA E ESGOTOS **E-mail:**
Endereço: RUA VINTE E QUATRO DE OUTUBRO 200 **Telefone:** **CPF/CNPJ:** 92924901000198
Cidade: PORTO ALEGRE **Bairro:** AUXILIADORA **CEP:** 90510001 **UF:** RS

RESUMO DO(S) CONTRATO(S)

Coordenação Técnica relativa ao Contrato 23.10.000002714-8 "Elaboração dos Planos de Segurança de Barragem (PSB), incluindo Plano de Ação de Emergência (PAE) além de Elaboração de Laudo de Estabilidade Geotécnica, Estrutural, segurança e sugestão de Monitoramento e Controle da Barragem Lomba do Sabão" celebrado entre o Departamento Municipal de Água e Esgotos (DMAE) e a empresa VTB Engenharia Ltda.

Coordenação dos seguintes serviços em barragem de terra com 340 m de comprimento e 12 m de altura máxima: levantamento planialtimétrico do barramento e estruturas associadas (taludes, crista, faixa de segurança, sistema extravasor, reservatório, etc.); levantamento topobatimétrico do reservatório; investigação geotécnica do barramento, por meio de 10 furos de sondagens SPT, totalizando 240m de prospecção e ensaios de laboratório realizados em 3 amostras indeformadas retiradas do maciço da barragem, contemplando granulometria com peneiramento e sedimentação, limites de liquidez e plasticidade, permeabilidade com carga variável, cisalhamento direto com envoltórias de tensões de 50, 100, 200 e 400 kPa, teor de umidade in situ e peso específico natural; realização de inspeção de segurança; elaboração de Plano de Segurança de Barragem - PSB, contendo informações gerais do barramento, compilado de documentação técnica, planos de operação, monitoramento, instrumentação e inspeções, documentação de registros e controles da barragem e Revisão Periódica de Segurança de Barragem - RPSB; Plano de Ações Emergenciais - PAE - com indicação da Zona de Autossalvamento - ZAS - e pontos vulneráveis, e; estudos complementares, contendo atualização de estudos hidrológicos e hidráulicos, estudo de estabilidade geotécnica e estudo de ruptura hipotética da barragem, com elaboração de mapas de ruptura.

Local e Data	Declaro serem verdadeiras as informações acima JHONY MAICON DE PICOLI PIRES:07641376975 Assinado de forma digital por JHONY MAICON DE PICOLI PIRES:07641376975 Dados: 2024.02.28 09:28:45 -13'00'	De acordo Contratante
--------------	--	-------------------------------------



Anotação de Responsabilidade Técnica - ART
Lei nº 6.496, de 7 de dezembro de 1977
Conselho Regional de Engenharia e Agronomia do Rio Grande do Sul



CREA-RS
Conselho Regional de Engenharia e Agronomia do Rio Grande do Sul

ART Número
13037792

Tipo: OBRA OU SERVIÇO	Participação Técnica: INDIVIDUAL/PRINCIPAL
Convênio: NÃO É CONVÊNIO	Motivo: NORMAL

Contratado		
Carteira: PR164758	Profissional: JHONY MAICON DE PICOLI PIRES	E-mail: jhony.maicon10@gmail.com
RNP: 1716865140	Título: Engenheiro Civil	
Empresa: VTB ENGENHARIA LTDA	Nr.Reg.: 600378	

Contratante	
Nome: DEPARTAMENTO MUNICIPAL DE ÁGUA E ESGOTOS	E-mail:
Endereço: RUA VINTE E QUATRO DE OUTUBRO 200	Telefone: CPF/CNPJ: 92924901000198
Cidade: PORTO ALEGRE	Bairro: AUXILIADORA CEP: 90510001 UF: RS

Identificação da Obra/Serviço	
Proprietário: DEPARTAMENTO MUNICIPAL DE ÁGUA E ESGOTOS	
Endereço da Obra/Serviço: Rua DA HIDRÁULICA 769 Barragem Lomba do Sabão	CPF/CNPJ: 92924901000198
Cidade: VIAMÃO	Bairro: SANTA ISABEL CEP: 94475814 UF: RS
Finalidade: OUTRAS FINALIDADES	Vlr Contrato(RS): 273.642,24 Honorários(RS):
Data Início: 29/01/2024 Prev.Fim: 29/07/2024	Ent.Classe:

Atividade Técnica	Descrição da Obra/Serviço	Quantidade	Unid.
Coordenação Técnica	Barragem de Terra	1,00	UN
Coordenação Técnica	Topografia - Levantamento Planialtimétrico	1,00	UN
Coordenação Técnica	Batimetria	1,00	UN
Coordenação Técnica	Bacias Hidráulicas e/ou Hidrográficas	1,00	UN
Coordenação Técnica	Geotecnia - Estabilidade de Taludes	1,00	UN
Coordenação Técnica	Barragens - Inspeção e Atividades Submersas	1,00	UN
Coordenação Técnica	Sondagens e Estudos Geotécnicos	1,00	UN
Coordenação Técnica	Plano de Emergência	1,00	UN
Estudo	Bacias Hidráulicas e/ou Hidrográficas	1,00	UN
Estudo	Barragem de Terra	1,00	UN
Estudo	Hidrologia - Zoneamento de Áreas Inundáveis	1,00	UN
Estudo	PLANO DE SEGURANÇA DE BARRAGEM	1,00	UN
Estudo	Geotecnia - Estabilidade de Taludes	1,00	UN

ART registrada (paga) no CREA-RS em 27/02/2024

	Declaro serem verdadeiras as informações acima JHONY MAICON DE PICOLI Assinado de forma digital por JHONY MAICON DE PICOLI PIRES: 07641376975 Dados: 2024.02.28 09:29:51 -03'00' JHONY MAICON DE PICOLI PIRES	De acordo DEPARTAMENTO MUNICIPAL DE ÁGUA E ESGOTOS
Local e Data	Profissional	Contratante

A AUTENTICIDADE DESTA ART PODE SER CONFIRMADA NO SITE DO CREA-RS, LINK SOCIEDADE - ART CONSULTA.