

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO,**  
**MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS**

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO HIDRÁULICO**  
**DA CAIXA DE TRANSIÇÃO DE SISTEMA**  
**EXTRAVASOR EM ENCOSTA POR MEIO DE**  
**MODELO HIDRÁULICO REDUZIDO**

**Larissa Soares Carvalho**

**Belo Horizonte**

**2016**

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO HIDRÁULICO DA  
CAIXA DE TRANSIÇÃO DE SISTEMA EXTRAVASOR  
EM ENCOSTA POR MEIO DE MODELO HIDRÁULICO  
REDUZIDO**

**Larissa Soares Carvalho**

**Larissa Soares Carvalho**

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO HIDRÁULICO DA  
CAIXA DE TRANSIÇÃO DE SISTEMA EXTRAVASOR  
EM ENCOSTA POR MEIO DE MODELO HIDRÁULICO  
REDUZIDO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos.

Área de concentração: Recursos Hídricos

Linha de pesquisa: Modelagem Física em Hidráulica

Orientador: Prof. Dr. Carlos Barreira Martinez

Belo Horizonte  
Escola de Engenharia da UFMG  
2016

C331a Carvalho, Larissa Soares.  
Análise do comportamento hidráulico da caixa de transição de sistema extravasor em encosta por meio de modelo hidráulico reduzido [manuscrito] / Larissa Soares Carvalho. – 2016.  
xi, 107.: il.

Orientador: Carlos Barreira Martinez.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.

Anexos: f. [89-107].

Bibliografia: f. 84-88.

1. Engenharia sanitária- Teses. 2. Recursos hídricos - Desenvolvimento - Teses. 3. Hidráulica - Modelos - Teses. I. Martinez, Carlos Barreira. II. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. III. Título.

CDU: 628(043)



UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

Escola de Engenharia

Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos

Avenida Antônio Carlos, 6627 - 4º andar - 31270-901 - Belo Horizonte – BRASIL

Telefax: 55 (31) 3409-1882 - posgrad@desa.ufmg.br

<http://www.smarh.eng.ufmg.br>

## FOLHA DE APROVAÇÃO

Análise do comportamento hidráulico da caixa de transição de sistema em encosta por meio de modelo hidráulico reduzido.

**LARISSA SOARES CARVALHO**

Dissertação defendida e aprovada pela banca examinadora constituída pelos Senhores:

  
Prof. CARLOS BARREIRA MARTINEZ - Orientador

  
Prof<sup>ª</sup> EDNA MARIA DE FARIA VIANA

  
Prof. JORGE LUIZ ZEGARA TARQUI

  
Prof. ALOYSIO PORTUGAL MAIA SALIBA

  
Prof. FERNANDO DAS GRAÇAS BRAGA DA SILVA

Aprovada pelo Colegiado do PG SMARH

Versão Final aprovada por

Prof. Nilo de Oliveira Nascimento  
Coordenador

Prof. Carlos Barreira Martinez  
Orientador

Belo Horizonte, 05 de abril de 2016.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço a minha mãe, pelo incentivo, cuidado e, principalmente, por sua garra de sempre.

Ao meu pai, pelo amor dedicado a mim. Sei que estaria muito orgulhoso.

Ao meu irmão, pela paciência de sempre.

À minha família, aos meus amigos, à Stela, ao Beto, ao Popo e à Mari, pela torcida e compreensão diante das minhas ausências.

Ao Eder, por me apresentar ao tema e pelo incentivo, que me fez encarar esse desafio.

Ao Aloysio e ao Robson, pelas ideias, pelos ensinamentos e pelo apoio durante essa trajetória, ao Fred pelo companheirismo nos ensaios e à Marina, pelas leituras da dissertação e pela amizade.

Ao meu querido orientador, Carlos Barreira Martinez, por sua sabedoria, por seu carinho.

Ao meu amor, Lucas, pela ajuda braçal nos testes com areia e brita mas, principalmente, pela ajuda emocional, me acalmando e administrando as minhas ansiedades.

Obrigada!!!

## RESUMO

O uso da modelagem física para desenvolvimento de projetos de engenharia tem o intuito de prever o comportamento do protótipo a partir das observações efetuadas em seu modelo. As técnicas de modelação física fundamentam-se na semelhança de dois sistemas, sendo que no sistema em que se realizam as observações seria mais fácil e menos oneroso introduzir modificações ou variar, sob controle, os valores das grandezas a serem consideradas. O estudo apresentado a seguir trata-se do projeto do sistema extravasor operacional da barragem Forquilha IV, para o qual foi necessária a construção de um modelo físico reduzido (escala geométrica 1:10) devido à singularidade e complexidade da estrutura hidráulica. O objetivo deste estudo é comparar os resultados teóricos com os valores obtidos nos ensaios realizados em laboratório, no que diz respeito às características do ressalto hidráulico desenvolvido na caixa de dissipação e as consequências de um assoreamento nesta caixa. O objetivo desse último teste é avaliar a necessidade de limpeza da caixa frente um eventual assoreamento que pode ser causado por um evento extremo ou por algum problema na operação do sistema extravasor, tendo em vista a dificuldade de manutenção e limpeza da caixa. Os resultados experimentais indicaram que o sistema extravasor operacional projetado possui condições de escoar as vazões ensaiadas com segurança, mesmo que para algumas destas não tenha sido possível o completo desenvolvimento do ressalto ao longo da caixa de transição. Os ensaios da caixa assoreada mostraram que a vazão de projeto é capaz de carrear por completo materiais com características similares ao do rejeito de minério de ferro.

## ABSTRACT

The use of physical modeling for the development of engineering projects aims to predict the prototype's behavior from observations made in its model. The physical modeling techniques are based on the similarity of these two systems, considering that observations taken in the model are easier and less costly to obtain, and changing model conditions as well. The following study presented is about the design of a dam spillway operating system, from Forquilha IV, for which it was necessary the construction of a reduced physical model (geometrical scale 1:10) due to the singularity and the complexity of the hydraulic structure. The objective of this study is to compare theoretical results with the values obtained in the tests performed in laboratory with regard to the characteristics of the hydraulic jump developed in the dissipation box along with the consequences of silting in the box. The purpose of the latter is to assess the need for cleaning the box supposing eventual sedimentation that might be caused by an extreme event or some problem in the spillway operation system, knowing the difficulty of maintenance and cleaning of the box. The experimental results indicated that the spillway operating system designed has the means to runoff the tested flows safely, even though it was not possible for some to achieve the complete development of the hydraulic jump along the transition box. The tests on the silted box showed that the design flow is capable of carrying entirely materials with similar characteristics to tailings of iron ore.

**PALAVRAS CHAVES:** modelo físico, bacia de dissipação, ressalto hidráulico.



# SUMÁRIO

<b>LISTA DE FIGURAS .....</b>	<b>V</b>
<b>LISTA DE TABELAS .....</b>	<b>VIII</b>
<b>LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS .....</b>	<b>IX</b>
<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1 BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE REJEITO .....	1
1.2 SISTEMAS EXTRAVASORES .....	3
1.2.1 <i>Vertedouro simples</i> .....	4
1.2.2 <i>Vertedouro tulipa</i> .....	5
1.2.3 <i>Vertedouro flauta</i> .....	7
1.3 PROBLEMAS DE DIMENSIONAMENTO .....	12
1.4 ESTUDO DE CASO .....	13
<b>2 OBJETIVOS .....</b>	<b>14</b>
2.1 OBJETIVO GERAL .....	14
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	14
<b>3 REVISÃO DA LITERATURA .....</b>	<b>15</b>
3.1 REGISTROS HISTÓRICOS DE RUPTURA DE BARRAGENS DE REJEITOS .....	15
3.2 MODELAGEM FÍSICA .....	17
3.2.1 <i>Semelhança e escala</i> .....	18
3.2.2 <i>Arranjo do modelo</i> .....	20
3.3 VERTEDOIRO EM ENCOSTA TIPO FLAUTA - CÁLCULO DE CADA COMPONENTE .....	22
3.3.1 <i>Soleira de emboque, torre e galeria</i> .....	22
3.3.2 <i>Bacia de dissipação</i> .....	24
3.4 REGIMES DE ESCOAMENTO EM VERTEDOUROS EM DEGRAUS .....	33
3.4.1 <i>Regime de escoamento em quedas sucessivas (nappeflow)</i> .....	36
3.4.2 <i>Regime de escoamento deslizante (skimmingflow)</i> .....	39
3.4.3 <i>Escoamento de Transição</i> .....	41
<b>4 ESTUDO DE CASO .....</b>	<b>43</b>
4.1 ARRANJO .....	44
4.2 ESTUDOS HIDROLÓGICOS .....	46
4.3 DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA EXTRAVASOR OPERACIONAL .....	49
4.4 MODELO FÍSICO .....	52
4.5 PESQUISAS REALIZADAS NO ESTUDO DE CASO .....	58
<b>5 MATERIAL E MÉTODOS .....</b>	<b>62</b>
5.1 MODELAGEM FÍSICA .....	62
5.2 DIMENSIONAMENTO DO MODELO .....	66
5.3 ESTAÇÃO DE BOMBAS .....	67
5.4 ENSAIOS REALIZADOS .....	69
5.4.1 <i>Fundo fixo</i> .....	69
5.4.2 <i>Fundo móvel</i> .....	71
<b>6 RESULTADOS .....</b>	<b>72</b>
6.1 ENSAIOS DE FUNDO FIXO .....	72
6.2 ENSAIOS DE FUNDO MÓVEL .....	76
<b>7 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES .....</b>	<b>82</b>
<b>8 REFERÊNCIAS .....</b>	<b>84</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Fluxograma típico do tratamento de minérios. ....	3
Figura 1.2 -Tipos de soleiras vertentes. ....	4
Figura 1.3 -Esquema das estruturas constituintes de um vertedouro tulipa. ....	5
Figura 1.4 -Esquema da seção transversal típica de um vertedouro tulipa. ....	6
Figura 1.5 -Condições de controle do vertedouro do tipo tulipa. ....	7
Figura 1.6 - Arranjo típico do sistema de extravasamento tipo flauta. ....	8
Figura 1.7 - Implantação do sistema extravasador operacional da barragem de rejeitos Forquilha IV - vertedouro tipo flauta de concreto armado. ....	9
Figura 1.8 -Implantação do sistema extravasador operacional da barragem de rejeitos Forquilha IV - vertedouro tipo flauta de concreto armado. ....	9
Figura 1.9-Implantação de um vertedouro tipo flauta, composto por duas linhas de tubo de PEAD. Barragem localizada no município de Mariana, Minas Gerais. ....	10
Figura 1.10 -Mudança na seção de controle no vertedouro tipo tulipa associada a sua respectiva curva de descarga. ....	11
Figura 3.1-Aumento global das graves rupturas de barragens de rejeitos 1940-2010. ....	16
Figura 3.2- Controle hidráulico em vertedouros fechados. ....	24
Figura 3.3 -Esquema de um ressalto hidráulico. ....	25
Figura 3.4 -Simbologia básica utilizada para ressalto formado a jusante de vertedouros. ....	25
Figura 3.5 -Classificação do ressalto hidráulico em função do número de Froude na seção de montante ( $Fr_1$ ). ....	27
Figura 3.6 -Ressalto hidráulico formado na UHE de Porto Colômbia, vazão de 4000 m <sup>3</sup> /s e número de Froude ( $Fr_1$ ) igual a 3,88. ....	27
Figura 3.7 -Dissipação de energia no ressalto hidráulico. ....	32
Figura 3.8 -Eficiência do ressalto hidráulico. ....	33
Figura 3.9 -Dissipação de energia ao longo do ressalto hidráulico a partir da avaliação das flutuações de pressões junto ao fundo. ....	33
Figura 3.10 - Barragem na Akarnanian, Grécia (1.300 a.C.). ....	34
Figura 3.11 -Barragem de New Croton (1906). ....	35
Figura 3.12 -Tipos de escoamentos sobre vertedouros em degraus: (a) deslizante sobre turbilhões, (b) transição e (c) quedas sucessivas. ....	36
Figura 3.13 -Escoamento em quedas sucessivas com o ressalto hidráulico plenamente desenvolvido. ....	37
Figura 3.14 -Escoamento em quedas sucessivas com o ressalto hidráulico parcialmente desenvolvido. ....	37
Figura 3.15 -Escoamento em quedas sucessivas sem formação de ressalto hidráulico. ....	37
Figura 3.16 -Escoamento deslizante sobre turbilhões com interferência esteira - degrau. ....	40
Figura 3.17 -Escoamento deslizante sobre turbilhões com interferência esteira - esteira. ....	40
Figura 3.18 -Escoamento deslizante sobre turbilhões com recirculação estável de vórtices. ....	41
Figura 4.1 -Localização geral do Complexo Minerador de Fábrica e da bacia hidrográfica de inserção da Barragem Forquilha IV. ....	43

Figura 4.2 -Planta da Barragem Forquilha IV contendo a localização do sistema extravasor operacional. ....	44
Figura 4.3 - Arranjo geral do sistema extravasor operacional da barragem Forquilha IV.....	45
Figura 4.4 -Trânsito da cheia gerada pela chuva decamilenar com duração de 12 horas. ....	49
Figura 4.5 -Curva de descarga do Extravasor Operacional – Torre de Tomada D'água. (Soleira na El. 1.145,00 m) .....	50
Figura 4.6 -Perfil longitudinal das estruturas representadas no modelo físico. ....	51
Figura 4.7 -Arranjo geral do sistema extravasor operacional da barragem Forquilha IV, destacando as seis torres e a caixa de transição representadas pelo modelo físico.....	53
Figura 4.8 -Planta das estruturas representadas no modelo físico. ....	53
Figura 4.9 -Primeira passagem de água para verificação de pontos de vazamentos. ....	54
Figura 4.10-Trecho curvo da galeria de encosta com as torres 03, 04, 05 e 06 – fase de construção.....	55
Figura 4.11 -Trechos reto e curvo da galeria de encosta – fase de construção.....	55
Figura 4.12 -Vista da caixa de transição já com a implantação do emboque do túnel de saída – fase de construção. ....	56
Figura 4.13 -Vista frontal do modelo hidráulico reduzido de sistemaextravasor operacional da Barragem Forquilha IV.....	56
Figura 4.14 -Vista lateral do modelo hidráulico reduzido de sistema extravasoroperacional da Barragem Forquilha IV. ....	57
Figura 4.15 -Vista frontal das torres de tomada d'água do modelo hidráulico reduzido de sistemaextravasor operacional da Barragem Forquilha IV. ....	58
Figura 4.16-Curvas de descarga para a situação de entrada do escoamento pela lateral de uma torre. ....	59
Figura 4.17- Curvas de descarga para a situação de entrada do escoamento pela soleira de uma torre e lateral da torre subsequente. ....	60
Figura 4.18- Redução da capacidade de descarga quando duas torres operam simultaneamente. ....	60
Figura 4.19- Comparação do coeficiente de descarga calculado a partir das equações de Humphreyset al. (1970), com os coeficientes de descarga estimados nesse estudo, para a torre 1.....	61
Figura 5.1 -Faixas granulométricas de rejeitos de minério de ferro do Quadrilátero Ferrífero.....	65
Figura 5.2 -Estação de bombeamento. ....	67
Figura 5.3 -Curvas características da bomba EHF 65-25. ....	68
Figura 5.4 -Fotos ilustrativas das duas situações ensaiadas. ....	70
Figura 5.5 -Caixa de transição -situação de entrada do escoamento pela lateral da Torre 1 para uma vazão de 15 l/s.....	70
Figura 6.1 -Ressalto hidráulico formado no modelo reduzido Forquilha IV .....	74
Figura 6.2 - Ressalto hidráulico formado no modelo reduzido Forquilha IV.....	75
Figura 6.3- Eficiência do ressalto hidráulico formado no modelo reduzido da barragem de rejeitosForquilha IV. ....	75
Figura 6.4 - Simulação do hidrogramadecamilenar com a caixa de transição assoreada com brita 1 até a soleira do túnel.....	78
Figura 6.5 -Simulação do hidrogramasuperior ao decamilenar com a caixa de transição assoreada com brita 0 até a soleira do túnel. ....	79

Figura 6.6 -Simulação do hidrogramadecamilenar com a caixa de transição assoreada com areia até a soleira do túnel.....	79
Figura 6.7- Hidrogramareproduzido no modelo de fundo móvel para os três materiais testados.....	80
Figura 6.8 – Mesmo tempo do ensaio para os três materiais (após 33 minutos de ensaio). ....	81

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Relação entre as alturas conjugadas para canal retangular com fundo plano. ....	29
Tabela 3.2 - Equações sugeridas para o comprimento do ressalto hidráulico (livre ou afogado) a jusante de vertedouro.....	30
Tabela 3.3 - Equações sugeridas para o comprimento do rolo em um canal com fundo horizontal.....	31
Tabela 4.1 - Resumo das características do sistema extravasor operacional da Barragem Forquilha IV determinadas em Projeto Executivo. ....	46
Tabela 4.2 - Quantis notáveis de um dia de duração(Estação Represa de Miguelão). ....	47
Tabela 4.3-Quantis de precipitação adotados para a área de projeto.....	48
Tabela 4.4 - Vazão de projeto do sistema extravasor operacional da Barragem Forquilha IV.....	48
Tabela 5.1 - Resumo das características dos três materiais utilizados para representar o assoreamento na caixa de transição do modelo. ....	65
Tabela 5.2 - Resumo das características do sistema extravasor operacional da Barragem Forquilha IV- Modelo de Froude-escala geométrica 1:10. ....	66
Tabela 5.3 - Vazões ensaiadas no modelo reduzido – fundo fixo. ....	71
Tabela 5.4 - Hidrograma calculado para os ensaios no modelo reduzido de fundo móvel.....	71
Tabela 6.1 - Resumo dos resultados teóricos e dos ensaios realizados para a situação de entrada do escoamento pela lateral da Torre 1. ....	72
Tabela 6.2 - Resumo dos resultados teóricos e dos ensaios realizados para a situação de entrada do escoamento pela soleira da Torre 01 lateral da Torre 02.....	72

## LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS

### SIGLAS

CPH - UFMG	Centro de Pesquisas Hidráulicas e Recursos Hídricos da Universidade Federal de Minas Gerais
PEAD	Polietileno de Alta Densidade
CBDB	Comitê Brasileiro de Barragens
ICOLD	<i>International Commission on Large Dams</i> / Comissão Internacional de Grandes Barragens
NBR	Norma Brasileira
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
PMP	Precipitação Máxima Provável
DNPM	Departamento Nacional de Produção Mineral
IBRAM	Instituto Brasileiro de Mineração
USBR	<i>United States Department of the Interior Bureau of Reclamation</i>
UHE	Usina Hidrelétrica
CBGB	Comitê Brasileiro de Grandes Barragens
ANA	Agência Nacional de Águas
MG	Minas Gerais
TR	Tempo de Retorno
HEC-HMS	<i>Hydrologic Modeling System</i>

### SÍMBOLOS

Q	vazão vertida
$C_d$	coeficiente de descarga
H	carga hidráulica sobre a soleira
L	largura da soleira
Fr	número de Froude
r	índice que indica a razão entre as escalas
m	índice que indica o valor no modelo
p	índice que indica o valor no protótipo ou estrutura real
z	dimensão vertical
U	velocidade média

Re	número de Reynolds
$\nu$	viscosidade cinemática do fluido
$h_e$	carga hidráulica acima do emboque do vertedouro
$h_o$	carga hidráulica acima do poço de queda
$h_t$	carga total acima da parte inferior do poço
$h_c$	carga total acima da galeria
X	distância horizontal tomada a partir da seção transversal de início do ressalto
Y	altura d'água tomada perpendicularmente ao contorno sólido
$Y_1$	altura d'água na entrada do ressalto hidráulico, altura conjugada rápida
$Y_2$	altura d'água na saída do ressalto hidráulico, altura conjugada lenta
$Y_3$	altura d'água na entrada do ressalto hidráulico submerso, desnível entre a superfície livre d'água e o piso da bacia de dissipação no ressalto hidráulico afogado
Tw	altura d'água na saída do ressalto hidráulico submerso ou afogado
Lr	comprimento do rolo
Lj	comprimento do ressalto hidráulico livre
Lsj	comprimento do ressalto hidráulico submerso ou afogado
Fr1	entrada do ressalto
Y1	altura rápida ou supercrítica
Y2	altura lenta ou subcrítica
$Y_1$	altura conjugada rápida a montante do ressalto
$Y_2$	altura conjugada lenta a jusante do ressalto
Fr1	número de Froude correspondente a $Y_1$
Fr2	número de Froude correspondente a $Y_2$
$\eta$	eficiência do ressalto hidráulico
Ht	energia total dissipada
$E_1$	energia inicialmente disponível na seção de montante do ressalto
$H_d$	a altura do degrau
$L_d$	comprimento do degrau
$h_c$	profundidade crítica do escoamento
A	área da seção do poço de queda
$k_m$	coeficiente de rugosidade do modelo
n	coeficiente de rugosidade de Manning

$f_m$	equação de Colebrook-White
$Rh_m$	raio hidráulico do modelo
$Re_m$	número de Reynolds do modelo
$\lambda$	relação entre as dimensões geométricas entre o protótipo (p) e o modelo (m)
$L_p$ e $L_m$	comprimentos
$V_p$ e $V_m$	velocidades
$Q_p$ e $Q_m$	vazões
$q_p$ e $q_m$	vazões específicas
$P_p$ e $P_m$	pressões
$t_p$ e $t_m$	tempos
$L_{\text{Ressalto}}$	comprimento total do ressalto hidráulico
$y_1$	profundidade à montante do ressalto
$y_2$	profundidade à jusante do ressalto



# 1 INTRODUÇÃO

As barragens de rejeitos no Brasil surgiram das atividades de mineração, as quais remontam há cerca de 300 anos (CBDB, 2012). Entretanto, nas últimas décadas, houve um incremento significativo nas dimensões das barragens devido ao progresso das atividades e desenvolvimento de novas tecnologias de mineração. Desse modo, o desafio dos projetos de estruturas componentes das barragens, como por exemplo, os sistemas extravasores e dissipadores de energia (operacionais e finais), diante dessa realidade, será acompanhar esta evolução. Diversas referências apresentam critérios de dimensionamento de sistemas extravasores e dissipadores de energia para barragens de usos múltiplos, podendo-se citar, Chow (1959), USBR (1987), Hager (1992), Sinniger e Hager (1989). No entanto, praticamente inexistem estudos que apresentam informações para o projeto de sistemas de segurança de barragens de rejeitos executados em encosta.

A ideia de utilizar modelos físicos visando simular fenômenos físicos e definir leis que governem os protótipos (sistemas reais) se perde no passado. Leonardo da Vinci (século XVI) reproduziu alguns fenômenos hidráulicos em “modelos físicos“ (ainda que não tenha respeitado os critérios de semelhança, definidos apenas nos séculos XIX e XX, através do Teorema de Vaschy-Buckingham), tais como a distribuição de velocidade em canais, propagação de ondas, entre outros.

Os modelos físicos permitem o estudo da maior parte dos fenômenos hidráulicos e a verificação do desempenho das obras hidráulicas. Sua utilização acarreta maior segurança e confiabilidade ao dimensionamento dessas obras, uma vez que na fase de concepção são estimados os mais variados parâmetros hidráulicos.

Cabe destacar que muitas das obras hidráulicas que atualmente estão sendo construídas ou estão em fase de projeto incluem características excepcionais, que excedem os limites propostos nos manuais usuais que, na maioria, são indicados para pequenas obras, por exemplo, USBR (1987). Muitas destas obras encontram-se fora das faixas recomendadas em função da altura, vazão específica, etc.

## **1.1 Barragem de contenção de rejeito**

Por definição, barragem é qualquer estrutura em um curso permanente ou temporário de água para fins de contenção ou acumulação de substâncias líquidas ou de misturas de líquidos e

sólidos. Barragem para armazenar rejeitos é uma obra com a finalidade de reter sólidos e líquidos gerados pela operação de usinas de tratamento de minério e outras indústrias.

Em barragens convencionais (retenção de água, geração de energia, regularização, etc.) a estabilidade é função das características geotécnicas da fundação e do barramento, também de condições locais, tais como topografia, geologia, hidrologia, água subterrânea e superficial, clima, possibilidade de terremotos, etc.

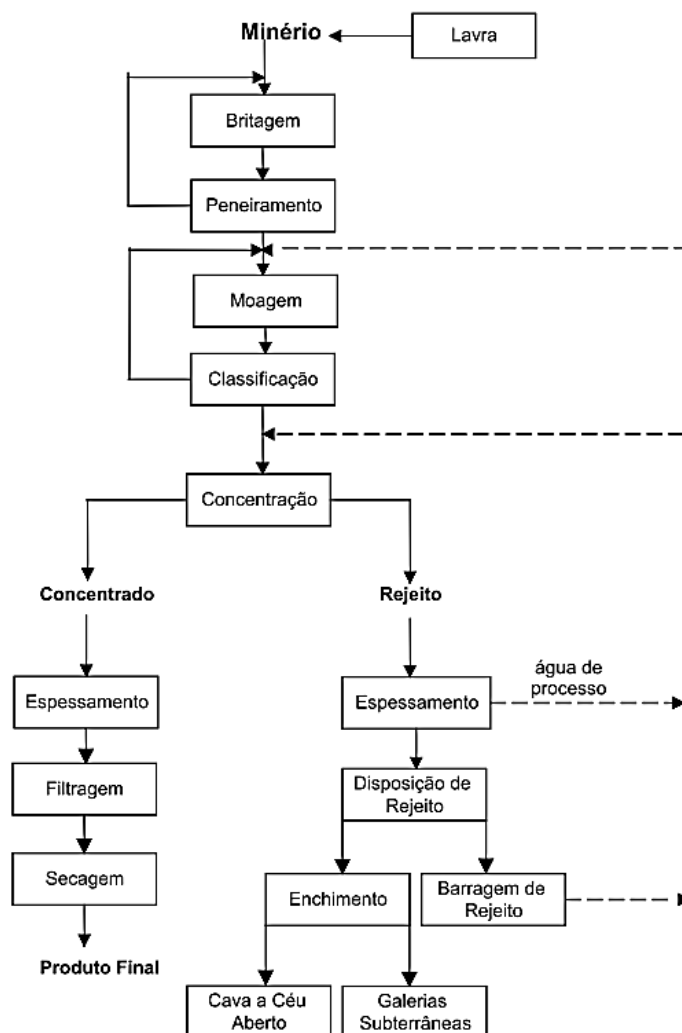
Nas barragens de retenção de rejeitos todas essas características e condições são importantes, entretanto, as modificações das características e das propriedades dos rejeitos, assim como sua evolução, podem ser fatores determinantes na concepção do projeto. É natural utilizar inicialmente no projeto considerações para barragens convencionais, como por exemplo, a investigação do local, tendo em vista que sua possível seleção deve considerar a dimensão do reservatório, a complexidade do local, as consequências de uma possível ruptura, os riscos de geração de poluição atmosférica ou na água. Porém, não se pode omitir que as necessidades de operação são diferentes. As barragens de retenção de rejeitos são projetadas para serem construídas ao longo da vida útil da mina. Dessa forma, sua construção é usualmente simultânea com sua própria operação (ÁVILA; ESPÓSITO, 2008).

Rejeito é o resíduo gerado a partir do beneficiamento do minério (Figura 1.1) e que, a princípio, não é aproveitável economicamente. Os rejeitos necessitam de disposição adequada, afim de minimizar impactos ambientais.

A disposição dos rejeitos pode ser feita a céu aberto, de forma subterrânea ou subaquática, mas o procedimento mais implementado pelas mineradoras é a disposição de rejeito em barragens. De acordo com Lozano (2006), a disposição subaquática não é muito utilizada em virtude dos problemas ambientais que gera. Durante as três últimas décadas, as técnicas de disposição de rejeitos têm sofrido constante evolução, impulsionadas pelo aumento do histórico de acidentes com rupturas e vazamentos de rejeitos, das pressões e exigências dos órgãos ambientais, aumento expressivo no volume de rejeitos gerados, escassez de áreas de disposição e dificuldade crescente na obtenção de outorgas para utilização de água nova em processos de beneficiamento.

As barragens de rejeito geralmente permitem a decantação e clarificação da água e posterior recuperação para reuso no processo industrial. Em determinadas condições o reservatório de

água formado pela Barragem de Rejeitos pode ser também utilizado para a regularização de vazões de estiagem do curso de água, transformando-se em uma Barragem de Uso Múltiplo (PINHEIRO, 2011).



**Figura 1.1** - Fluxograma típico do tratamento de minérios.

Fonte: Luz e Lins(2004) *apud* Ribeiro, 2015.

## 1.2 Sistemas extravasores

Os vertedouros são estruturas de proteção de barragem e possuem a função de conduzir a água excedente de forma segura. Vertedouros mal concebidos ou de insuficiente capacidade podem levar a falhas de barragens.

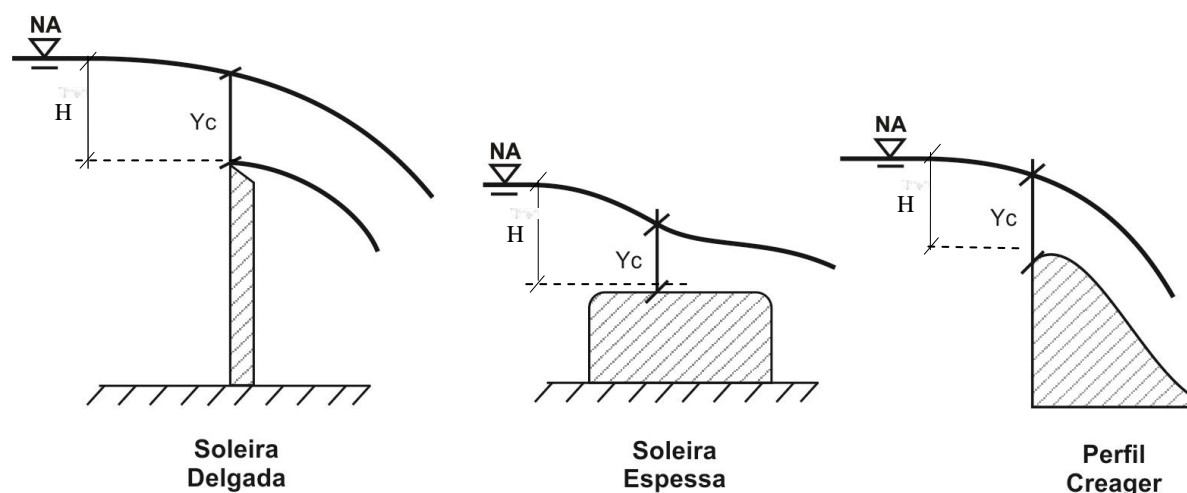
As condições geotécnicas e topográficas locais, bem como o arranjo geral da obra e as vazões de projeto, fazem com que o tipo e a localização dos vertedouros variem significativamente.

As barragens em concreto ou enrocamento permitem que os vertedouros sejam implantados em seu próprio corpo, já para as barragens em terra, os vertedouros são implantados de maneira totalmente independente, devido a possibilidade de recalque e erosão do maciço.

As características de escoamento de um vertedouro dependem do tipo de dispositivo selecionado para controlar a descarga. Tais dispositivos podem ser não regulados, ou podem ser equipados com comportas ou válvulas para regular o fluxo de saída.

### 1.2.1 Vertedouro simples

O vertedouro simples é uma soleira elevada situada no nível normal das águas, podendo ser parte constituinte ou não de uma barragem. A Figura 1.2 ilustra três tipos de soleira vertente: soleira delgada, soleira espessa e perfil Creager.



**Figura 1.2** -Tipos de soleiras vertentes.

Fonte: Adaptado de PINHEIRO, 2011.

A equação de descarga do vertedouro simples está apresentada a seguir:

$$Q = C_d L H^{1,5} \quad (1.1)$$

Na qual:

Q é a vazão vertida (m<sup>3</sup>/s);

C<sub>d</sub> é o coeficiente de descarga (varia conforme o tipo de soleira vertente);

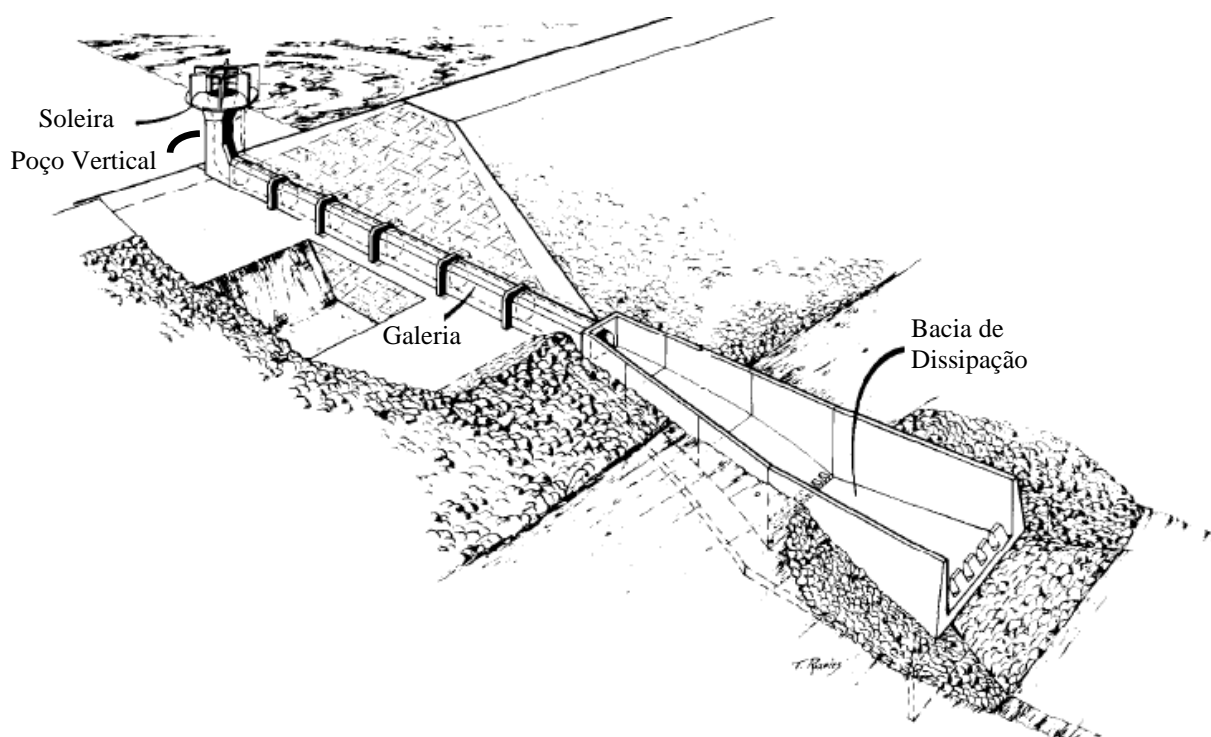
H é a carga hidráulica sobre a soleira (m);

L é a largura da soleira (m).

### 1.2.2 Vertedouro tulipa

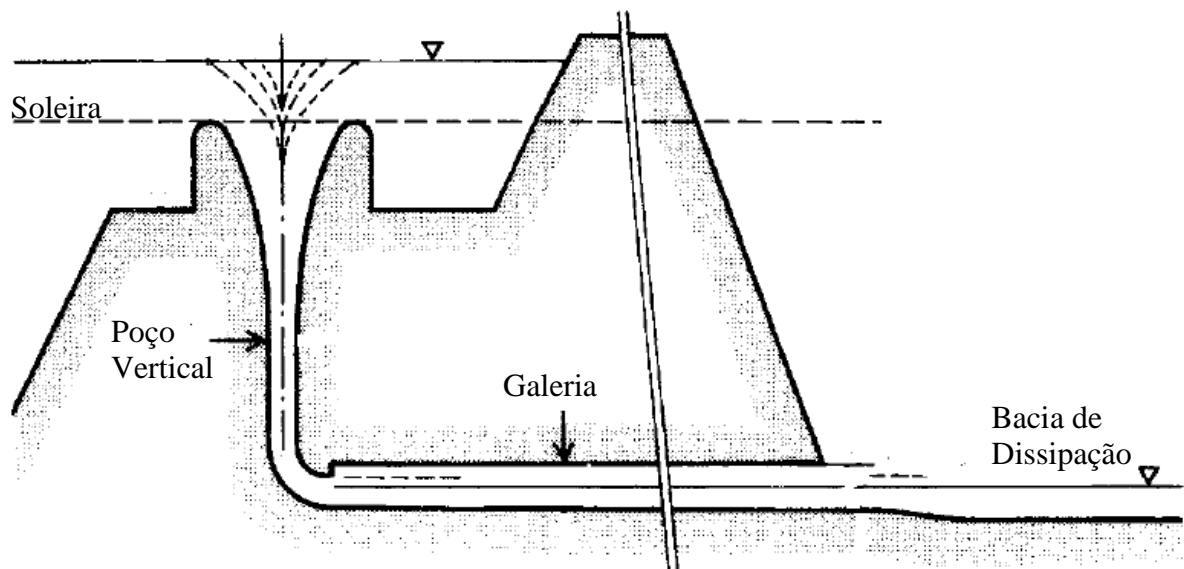
Os vertedouros com emboque tipo tulipa são constituídos de uma soleira vertente com planta geralmente circular, colocada na cota máxima de regulação, que se une a um poço vertical ou inclinado, seguido de uma galeria de descarga horizontal ou quase horizontal e de uma bacia de dissipação.

A Figura 1.3e a Figura 1.4ilustram um esquema da seção transversal típica de um vertedouro do tipo tulipa.



**Figura 1.3** -Esquema das estruturas constituintes de um vertedouro tulipa.

Fonte: Adaptado de USBR, 1987.

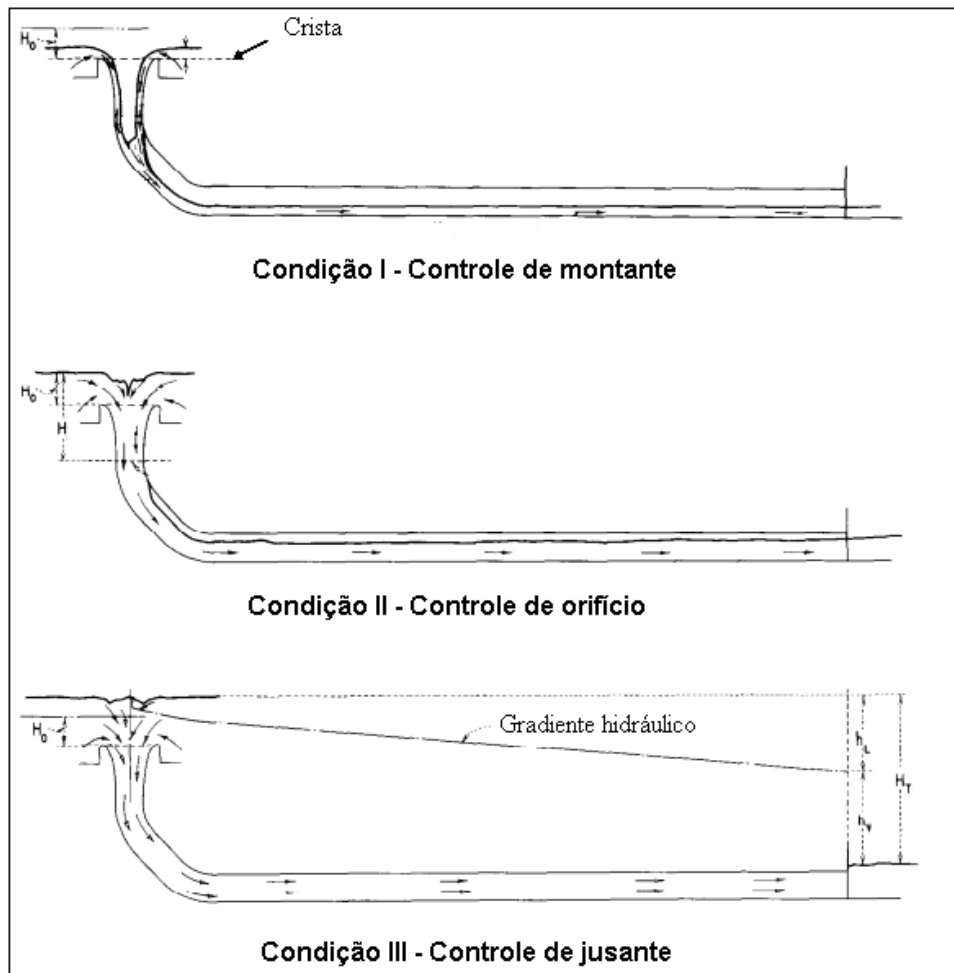


**Figura 1.4** -Esquema da seção transversal típica de um vertedouro tulipa.

Fonte: Adaptado de NOVAK *et al.*(1996) *apud* FAIS (2007).

As características de descarga desse tipo de vertedouro podem variar de acordo com as capacidades de descarga relativas à soleira, à transição e à galeria horizontal.

A Figura 1.5 ilustra as três situações de funcionamento para este tipo de estrutura: controle de montante, controle de orifício e controle de jusante (como conduto forçado), dependendo da vazão afluyente e das condições de descarga.



**Figura 1.5** -Condições de controle do vertedouro do tipo tulipa.

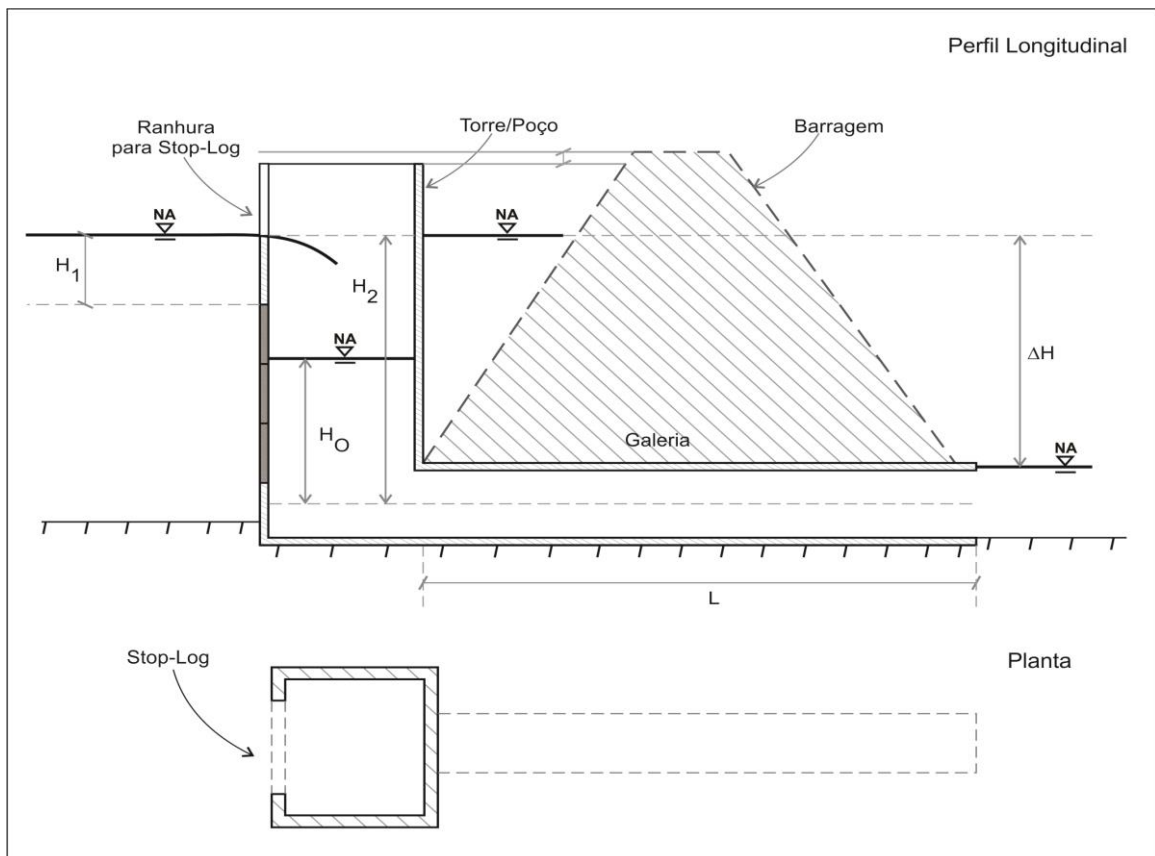
Fonte: Adaptado de USBR, 1987.

### 1.2.3 Vertedouro flauta

Os sistemas de extravasamento tipo flauta, também conhecido como poço-galeria, são muito utilizados em barragens de rejeitos devido a flexibilidade operativa agregada às etapas de alteamento.

O vertedouro flauta representa uma variação do sistema tipo tulipa apresentado no item 1.2.2. A principal diferença entre eles é que a posição da soleira do vertedouro tipo flauta, ao contrário do tulipa, varia com o tempo. O poço vertical é implantado em módulos para acompanhar o alteamento da barragem.

A Figura 1.6 ilustra um arranjo típico do sistema.



**Figura 1.6** - Arranjo típico do sistema de extravasamento tipo flauta.

Fonte: PINHEIRO, 2011.

O arranjo desse tipo de sistema extravasador pode sofrer variações da configuração apresentada na Figura 1.6. Ao invés de uma única torre, o sistema pode ser constituído por várias torres de enboque acopladas a uma galeria de encosta, com fundo liso ou em degraus, seguida, na maioria dos casos, de uma estrutura de dissipação de energia. Na sequência são apresentados dois exemplos.

O primeiro exemplo apresenta o sistema extravasador operacional da barragem de rejeitos Forquilha IV (estudo de caso do presente trabalho), constituído por um vertedouro tipo flauta de concreto armado, conforme Figura 1.7 e Figura 1.8.





**Figura 1.7** - Implantação do sistema extravasor operacional da barragem de rejeitos Forquilha IV - vertedouro tipo flauta de concreto armado.

Fonte: CPH, 2011.



**Figura 1.8** - Implantação do sistema extravasor operacional da barragem de rejeitos Forquilha IV - vertedouro tipo flauta de concreto armado.

Fonte: CPH, 2011.

Já o segundo exemplo apresenta a implantação de um vertedouro tipo flauta composto por duas linhas de tubo de PEAD com diâmetro externo de 1,10m e torres espaçadas a cada 1,00m, conforme Figura 1.9.



**Figura 1.9-**Implantação de um vertedouro tipo flauta, composto por duas linhas de tubo de PEAD. Barragem localizada no município de Mariana, Minas Gerais.

Fonte: VIRGILI, 2014.

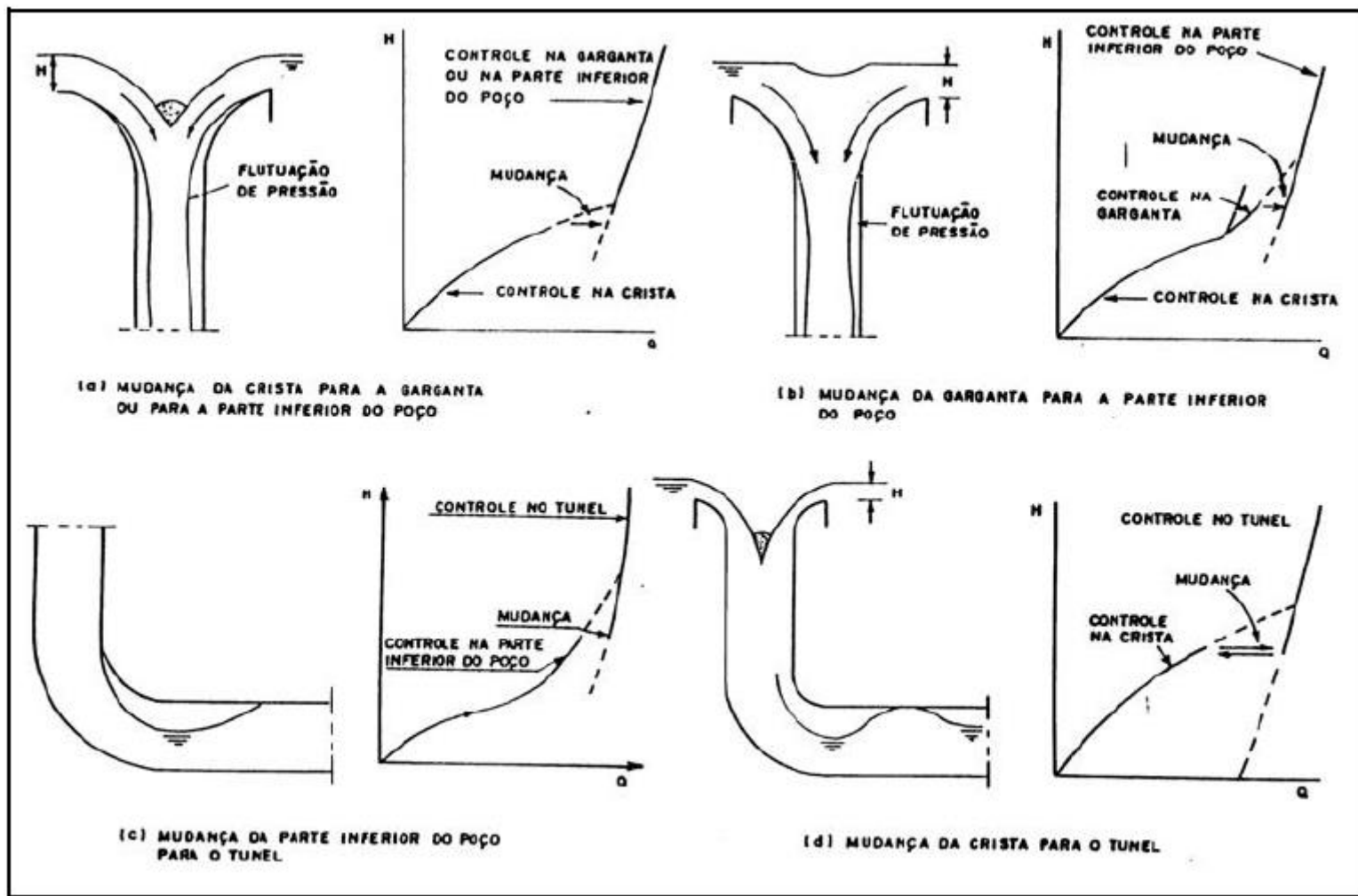
O arranjo proporcionado por vertedouros tipo flauta apresenta-se pouco convencional para os padrões das obras hidráulicas por não existir avaliações do funcionamento por meio de testes em modelos reduzidos e critérios específicos para o acoplamento dos componentes (PINHEIRO, 2011).

#### 1.2.3.1 Limitações dessa solução

Vertedouros tipo flauta, ou mesmo vertedouros tulipa, representam uma porcentagem pequena com relação ao número total de vertedouros empregados em barragens. Isto se justifica pelas diversas limitações apresentadas por esses tipos de extravasores, tais como: risco de obstrução da estrutura, afogamento da soleira e possibilidade de aumento das vibrações.

As vibrações num vertedouro tipo flauta ou tulipa podem ser produzidas pela mudança no controle do escoamento e pelas explosões de bolsões de ar. As seções de controle variam conforme a vazão e a proporção das dimensões dos diferentes elementos que constituem o extravasor, entretanto, mudanças repentinas podem vir acompanhadas de vibração da estrutura.

Vários tipos de mudança das seções de controle podem induzir a ocorrência de vibrações: mudança da seção de controle da crista para a garganta; da crista para a parte inferior do poço vertical; da garganta para a parte inferior do poço vertical; da parte inferior do poço vertical para a galeria; e da crista direto para a galeria. A Figura 1.10 ilustra as mudanças na seção de controle de um vertedouro tulipa, que também ocorrem em vertedouro flauta.



**Figura 1.10** -Mudança na seção de controle no vertedouro tipo tulipa associada a sua respectiva curva de descarga.

Fonte: USBR,1987.

### **1.3 Problemas de dimensionamento**

O vertedouro deve ser hidráulicamente e estruturalmente adequado, além de proporcionar uma capacidade suficiente e ser localizado de modo que as descargas não comprometam a segurança da estrutura. A superfície do vertedouro deve ser resistente à erosão para suportar as altas velocidades. Normalmente, um dispositivo é requerido para dissipar a energia da água na parte inferior dessa estrutura.

A primeira etapa do dimensionamento é a determinação da cheia de projeto, que está diretamente associada à capacidade limite das estruturas de condução.

De modo habitual, o dimensionamento das obras hidráulicas é realizado para a vazão de pico do hidrograma de cheia. No caso específico do dimensionamento de vertedouros de barragens, torna-se necessária a utilização de todo o hidrograma de cheia no processo de simulação do trânsito pelo reservatório.

O hidrograma de cheia é gerado a partir da chuva de projeto que está relacionada com o tempo de retorno para o qual a estrutura será dimensionada. O tempo de retorno corresponde ao tempo médio necessário (em anos) para que tal evento recorra, em um ano qualquer, e é igual ao inverso da probabilidade anual de tal evento de referência.

A definição do tempo de retorno a ser adotado na determinação da cheia de projeto de um vertedouro leva em consideração as dimensões da barragem e o nível de risco a jusante em caso de acidente com rompimento do maciço.

Estudos envolvendo sistemas extravasores normalmente são realizados com base nas diretrizes e critérios de segurança recomendados pelo Comitê Brasileiro de Barragens (CBDB) e pelo *International Commission on Large Dams (ICOLD)*.

Esses critérios apresentam-se mais conservadores do que as recomendações contidas na NBR 13028 - Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água (ABNT, 2006), a qual estabelece que durante a operação ou construção da barragem deve-se considerar a vazão efluente calculada para um tempo mínimo de recorrência de 500 anos, verificada para 1.000 anos, sem borda livre. E, para a desativação da barragem, deve-se considerar a vazão efluente calculada com base na Precipitação Máxima Provável (PMP), sem borda livre.

## **1.4 Estudo de caso**

Este estudo de caso aborda o modelo hidráulico reduzido do sistema extravasor operacional da barragem de rejeitos Forquilha IV, localizada na Mina de Fábrica, município de Ouro Preto, Estado de Minas Gerais, Brasil, de propriedade da empresa Vale S.A., construído nas instalações do Centro de Pesquisas Hidráulicas e Recursos Hídricos da Universidade Federal de Minas Gerais (CPH-UFMG). O objetivo principal da execução do modelo consistiu em verificar o dimensionamento hidráulico do sistema extravasor operacional em encosta, visando garantir a segurança do empreendimento, bem como avaliar possíveis reduções de custos inerentes à execução da obra hidráulica.

O sistema extravasor da barragem Forquilha IV pode ser dividido pelas seguintes estruturas hidráulicas: torres de emboque, galeria de encosta, caixa de transição e túnel extravasor.

O modelo hidráulico reduzido em questão também foi objeto de estudo de Souza (2015) e Teixeira *et al.* (2015), cujos trabalhos voltaram-se mais para as torres de emboque e calibração do coeficiente de descarga.

## **2 OBJETIVOS**

### **2.1 *Objetivo geral***

O objetivo geral desta pesquisa foi avaliar o comportamento hidráulico da caixa de transição do sistema extravasor operacional da barragem Forquilha IV.

### **2.2 *Objetivos específicos***

Avaliar, utilizando-se de modelagem física, a influência da deposição de rejeitos no comportamento hidráulico da caixa de transição do sistema extravasor em encosta da barragem Forquilha IV.



### 3 REVISÃO DA LITERATURA

#### 3.1 Registros históricos de ruptura de barragens de rejeitos

De acordo com a Comissão Internacional de Grandes Barragens (ICOLD, 1998), o número total de barragens no mundo é superior a 150.000. Em 1995, cerca de 45.000 delas foram consideradas como grandes. A maioria das barragens (cerca de 100.000) tem altura inferior a 15 metros e, quanto às grandes barragens, a maior parte são de aterro (SILVA, 2011).

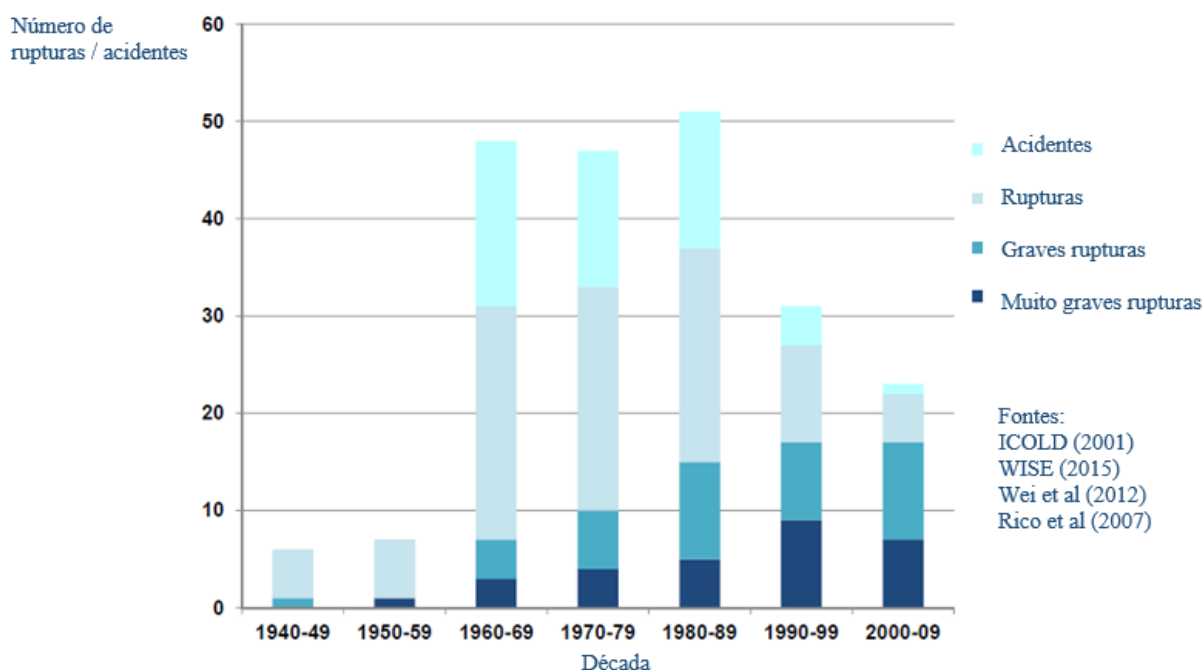
As atividades de mineração apresentam destacada importância dentro do contexto econômico brasileiro. De acordo com o Departamento Nacional de Produção Mineral (DNPM), em 2011 foram registradas 8.870 mineradoras, compreendendo esta totalidade tanto o Regime de Concessão de Lavra quanto o Regime de Licenciamento (IBRAM, 2011). A produção mineral no Brasil apresenta-se bem distribuída geograficamente, de maneira geral, o País produz 70 minerais: 21 metais, 45 minerais industriais e quatro combustíveis. Dentre os metais pode-se destacar a produção de ferro, bauxita, nióbio, ouro, cobre e manganês.

Rupturas catastróficas de estruturas de contenção de rejeitos em que a massa liquefeita de rejeitos flui por distâncias consideráveis, impõem riscos severos à segurança de pessoas a jusante e tem grande potencial para devastação econômica e ambiental (BRYANT *et al.*, 1983).

As causas que podem levar à ruptura de uma barragem são diversas, podendo um acidente resultar de causas naturais ou de causas provocadas pela ação humana. Relativamente às causas naturais, destacam-se a insuficiência na capacidade de vazão das estruturas extravasoras face a um evento chuvoso extremo e o conseqüente galgamento das barragens, e as instabilidades desencadeadas por terremotos. Dentre as causas provocadas pela ação humana estão incluídas as rupturas decorrentes de atos de guerra ou sabotagem, erros de projeto ou de construção, ações incorretas na operação do reservatório ou deficientes condições de manutenção ou de operação das estruturas de segurança.

O tipo de ruptura das barragens depende da caracterização geométrica do barramento, do tipo de materiais utilizados, das características das estruturas de descarga e das causas que provocaram a ruptura. Por exemplo, para uma mesma barragem de terra, a ruptura será diferente se a causa for a existência de erosão interna (“*piping*”) ou a passagem da água sobre a barragem, galgamento ou “*overtopping*”.

Browker e Chambers (2015) realizaram uma análise de 214 rupturas e acidentes com barragens de rejeitos registrados nas últimas sete décadas, de 1940 a 2010. A Figura 3.1 apresenta uma síntese dessa análise, em que “graves rupturas” representam as rupturas com liberação de mais de 100.000 m<sup>3</sup> de rejeito e/ou perda de vida; “rupturas muito graves” representam as rupturas com liberação mínima de um milhão de metros cúbicos de rejeitos e/ou alcance mínimo de 20 km de distância, e/ou número de mortes superior a 20; “rupturas” representam as demais rupturas e “acidentes” os demais acidentes, sem significativos impactos.



**Figura 3.1**-Aumento global das graves rupturas de barragens de rejeitos 1940-2010. Fonte: Adaptado de BROWKER e CHAMBERS, 2015.

Analisando a Figura 3.1 percebe-se que as rupturas graves e muito graves aumentaram nas últimas décadas, enquanto as demais rupturas e acidentes foram em grande número nas décadas de 60, 70 e 80, mas tiveram significativa queda nas duas últimas décadas. Esse aumento de graves acidentes e queda de acidentes de menores impactos se deve ao progresso das atividades e desenvolvimento de novas tecnologias de mineração que proporcionaram um incremento significativo nas dimensões das barragens.

Imagens de satélite mostram que instalações de rejeitos são, provavelmente, as maiores estruturas feitas pelo homem na Terra. A sua segurança para a proteção da vida, do ambiente e dos bens, é uma necessidade essencial em operações de mineração. Esses fatores, bem como o histórico de segurança relativamente pobre revelado pelos números de falhas em barragens



de rejeitos, tem levado a um aumento da consciência e da necessidade de disposições com segurança reforçada no projeto e operação de barragens de rejeitos (ICOLD, 2001).

### **3.2 Modelagem física**

Modelação hidráulica é uma forma de modelagem física amplamente utilizada para investigar questões de projeto e de operação de engenharia hidráulica. Uma vantagem de um modelo hidráulico é a sua capacidade potencial para replicar muitas características de uma situação de fluxo complicado.

Os modelos dependem de princípios de similaridade para reproduzir os efeitos de protótipos e processos. Estes princípios são a base para a modelagem hidráulica e são bastante simples. Entretanto, embora os princípios e critérios de similaridade sejam facilmente compreendidos, a sua implementação pode exigir boa compreensão dos processos físicos subjacentes e reconhecimento da capacidade de um modelo para replicar tais processos (ETTEMA *et al.*, 2000).

Poucos modelos reproduz exatamente todos os processos envolvidos para uma determinada situação de fluxo. Deficiências em modelos geralmente são os efeitos de escala ou os chamados efeitos de laboratório.

Efeitos de escala são as principais causas da satisfação incompleta de um conjunto de critérios de semelhança associados a uma situação particular. Efeitos de laboratório estão relacionados com limitações no espaço, construção e instrumentação do modelo, que impedem, ou a replicação precisa ou a medição. As condições de contorno e escalas podem ser especificadas para minimizar tanto os efeitos de laboratório como os de escala.

De acordo com Sharp (1981), a caracterização da modelação hidráulica como "uma arte baseada na ciência" deve permitirão modelador a prudência suficiente para projetar e trabalhar com um modelo que melhor forneça as respostas procuradas para as finanças, tempo e espaço disponíveis, e sob condições com as quais o modelador seja relativamente familiar.

A partir das experiências de laboratório, realizadas em diferentes escalas, veio a necessidade de princípios formais de semelhança e análise dimensional para relacionar observações e dados. A necessidade de uma instrumentação mais precisa, bem como um maior número de instrumentos para medir diversas variáveis, cresceu. Como a modelagem hidráulica tornou-se

mais rigorosa, séria atenção passou a ser despendida às regras ou princípios de semelhança, a fim de melhorar a precisão da modelagem.

Análise dimensional das variáveis pertinentes podem fornecer um atalho para identificar muitos, se não todos, parâmetros associados com a semelhança de um processo. No entanto, a análise dimensional em si não revela de forma adequada a física de um processo, isso requer experimentação e/ou formulação matemática.

### 3.2.1 Semelhança e escala

Semelhança geométrica, cinemática (relativa ao movimento - tempo e velocidade) e dinâmica (relativa às forças envolvidas) deveriam ser mantidas entre o modelo e o protótipo, porém, considerações práticas muitas vezes não permitem que esse ideal seja alcançado. A satisfação completa dos três critérios exige o uso de um modelo de escala 1:1, ou próxima à escala real. Por essa razão, procura-se identificar os processos de maior importância e determinar as forças dominantes.

A semelhança geométrica envolve a definição das escalas utilizadas para representar as dimensões do plano e da direção vertical do modelo. Segundo Julien (2002), modelos em que a escala vertical ( $z$ ) é diferente das escalas do plano  $xy$  são usualmente necessários quando se aborda o problema de transporte de sedimentos.

A semelhança cinemática envolve reproduzir no modelo as mesmas condições de escoamento observadas em campo. Essa semelhança pode ser obtida quando os números de Froude no protótipo e no modelo apresentam razão unitária:

$$Fr_r = \frac{Fr_p}{Fr_m} = 1 \therefore U_r = z_r^{0,5} \quad (3.1)$$

Em que:

Fr      é o número de Froude;

r      é um índice que indica a razão entre as escalas;

m      é um índice que indica o valor no modelo;

$p$  é um índice que indica o valor no protótipo ou estrutura real;

$z$  representa a dimensão vertical;

$U$  é a velocidade média (m/s).

A semelhança dinâmica refere-se aos parâmetros que envolvem massa, ou seja, as forças atuantes em um elemento fluido devem apresentar a mesma proporção. Uma relação importante decorre da razão entre forças gravitacionais e viscosas atuantes num elemento fluido, representadas pelo número de Reynolds ( $Re$ ):

$$Re_r = \frac{Re_p}{Re_m} = 1 \therefore \frac{U_r \cdot z_r}{\nu_r} = 1 \quad (3.2)$$

Em que:

$Re$  é o número de Reynolds;

$\nu$  é a viscosidade cinemática do fluido,  $m^2/s$ .

Mas se a semelhança cinemática for atendida, temos:

$$z_r^{1,5} = 1 \therefore z_r = 1 \quad (3.3)$$

O resultado anterior indica que, manter semelhança cinemática e dinâmica sem manipulação das propriedades do fluido só é possível em escala real. Portanto, é necessário observar qual dos fenômenos (gravitacional ou viscoso) é mais importante preservar no modelo (JULIEN, 2002).

Nos processos de escoamentos livres, as condições cinemáticas do escoamento são muito importantes e as forças viscosas podem ser negligenciáveis, ou seja, modelos governados pela Lei de Semelhança de Froude (igualdade no número de Froude entre protótipo e modelo) seriam a melhor opção.

Para um modelo hidráulico ser quantitativamente bem sucedido, é importante que o modelador compreenda os processos essenciais que estão sendo modelados e analise adequadamente as deficiências do modelo.

Em muitas situações, é útil preceder a modelagem com uma análise dimensional das variáveis envolvidas. Este passo ajuda a formular o problema e garante que as condições de semelhança sejam devidamente consideradas, além disso, pode contribuir para a redução do número de casos de testes a serem executados com o modelo.

A análise dimensional é um meio útil para organização e compreensão do problema. Se disponíveis, as equações podem ser aplicadas teórica ou empiricamente para identificar os critérios de semelhança e relações de escala. O modelador deve verificar a existência de efeitos de escala e construir um modelo que simule melhor os aspectos do protótipo que são de maior interesse. Isso pode significar que vários modelos são necessários para estudar diversos aspectos de um processo de protótipo.

Os efeitos de escala surgem porque a modelagem pode não satisfazer mais do que um critério de semelhança dinâmica de fluxo. Para determinar como os efeitos de escala podem influenciar os resultados do modelo, é possível utilizar uma série de modelos em escala, em que modelos do mesmo protótipo são construídos em diferentes escalas. A confiabilidade dos modelos em escala não pode ser julgada por exercícios teóricos ou testes de laboratório em escala. Medições bem documentadas de comportamento do protótipo são a única prova de sucesso do modelo (ACKERS, 1990).

### **3.2.2 Arranjo do modelo**

Um modelo de eventual problema hidráulico deve, sempre que possível, ser concebido em torno da solução vislumbrada ou da mudança da situação existente.

É importante ter algum entendimento preliminar do problema e do que pode ser feito para corrigi-lo. Geralmente, isto significa que um modelo deve abranger, em escala adequada (ou conjunto de escalas), uma área suficientemente grande para permitir a investigação da solução prevista. Modelos não devem se limitar à extensão da área do protótipo modelado, pois a solução do problema pode estar a montante da estrutura, localizada a alguma distância a partir do local onde o problema é iniciado.

O modelo físico pode ser mais adequado para investigar processos complexos de fluxo e transporte local, enquanto um modelo numérico pode ser usado para investigar processos que ocorrem ao longo de grandes distâncias ou longos períodos, além de melhor tratar certos processos físicos. Grandes modelos hidráulicos tendem a ser caros para manter e operar pois ocupam significativo espaço nos laboratórios e requerem, por vezes, serem mantidos por muitos anos para acompanhar a evolução de um projeto, podendo assim, deteriorar. Para minimizar os custos que um modelo pode reter durante um longo período de tempo ou para vários testes repetitivos, adota-se a estratégia de modelação de um modelo numérico utilizado em conjunto com um hidráulico. O modelo hidráulico é usado para desenvolver e calibrar o modelo numérico, que assume a função de transportar a maioria dos testes de um estudo, uma vez que o modelo hidráulico pode ser desmontado num período de tempo relativamente curto. Em muitos casos, o modelo numérico permanece disponível para novos testes subsequentes. A limitação com modelos numéricos se trata de ter uma utilização restrita à simulação de padrões de fluxo previamente testados e calibrados pelo modelo hidráulico.

É importante considerar, quando se utiliza um modelo hidráulico para proporcionar formulações de componentes para um modelo numérico ou para validar um modelo numérico, a confiabilidade destes modelos hidráulicos ou numéricos. A simulação e a precisão da medição são especialmente significativos para avaliar a magnitude de incerteza em dados e simulações.

Uma estratégia diferente à anteriormente mencionada, trata-se do uso do chamado micromodelo. Se o orçamento de uma modelagem é modesto ou os conhecimentos são necessários rapidamente, pode-se obter resultados preliminares, qualitativos e aproximados, para os principais processos associados a uma situação de fluxo. Além disso, pode-se testar a sensibilidade dos processos para um número de fatores simples ou obter o arranjo geral de uma estrutura que modifica esses processos, de alguma forma desejada. Micromodelos não são para todas as situações de modelagem, uma vez que podem produzir resultados errados, pois há a possibilidade de não levarem em consideração critérios de semelhança importantes. Por isso, a utilização deles deve ser cautelosa, sempre reconhecendo suas limitações. Seu uso deve ser corroborado a partir de resultados de modelos maiores, modelos numéricos, ou observações em campo, quando possível (ETTEMA *et al.*, 2000).

### **3.3 Vertedouro em encosta tipo flauta - cálculo de cada componente**

Algumas objeções ao uso de vertedouros tulipa também se enquadram para vertedouros tipo flauta devido a impossibilidade de dimensioná-los de forma direta, já que ocorrem vários tipos de escoamento, os quais serão analisados separadamente. Porém, para solucionar o problema da continuidade dos escoamentos, é necessária a realização de estudos em modelos.

#### **3.3.1 Soleira de emboque, torre e galeria**

A soleira de emboque do vertedouro tipo flauta pode ser circular ou retangular em planta, podendo ainda apresentar dois tipos diferentes de crista: a crista tipo ogiva (perfil Creager) e a crista tipo patamar. Nesta última, um trecho (podendo ser horizontal ou não) antecede o perfil sobre o qual a água inicia o processo de queda.

A torre deve ser projetada de modo que sua seção transversal permita o escoamento da vazão líquida de projeto, sem a ocorrência de depressões inaceitáveis ao longo do mesmo, e permita também, a vazão de ar arrastada pelo núcleo, no caso de escoamento livre. Geralmente, a torre possui seção constante em virtude da facilidade construtiva.

A galeria pode ser horizontal ou inclinada, neste último caso com fundo liso ou em degraus, e deve ser projetada para trabalhar à seção livre ou à seção plena e nunca sob a possibilidade de ter os dois tipos de escoamento. Esta restrição se deve ao fato de que a mudança do escoamento de seção livre para a seção plena é sempre acompanhada de ondas no escoamento e consequentes vibrações na estrutura.

Usualmente se dimensiona a galeria para que o escoamento seja livre para todo o intervalo de vazões, evitando a mudança de controle (Figura 1.10)e, conseqüentemente, a possibilidade de vibrações. Mussali (1969) cita que a seção disponível para o escoamento da água deve ser no máximo igual a 86% da seção transversal. Bollrich (1971) recomenda que entre a superfície de água e o teto da galeria haja um espaço de 10% a 20% da profundidade máxima da água para que o ar circule livremente. Segundo o USBR (1987), a seção disponível para o escoamento de água deve ser igual a 75%, para Genovez e Genovez (2002),o escoamento deve preencher até 2/3 da seção da galeria, com o objetivo de deixar espaço para permitir a passagem de ar.

A curva de descarga de vertedouros tipo flauta está associada ao controle hidráulico atuante, que varia conforme a carga hidráulica sobre o emboque das torres. A partir da análise da Figura 1.10 percebe-se que o controle hidráulico que proporciona maior acréscimo de vazão frente a menor carga hidráulica é o controle na crista. Desta forma, para se obter o mesmo aumento de vazão, os demais controles precisam de cargas muito maiores sobre a crista.

Segundo Pinheiro (2011), a curva de descarga deve ser calculada por passos discretos da elevação do nível de água do reservatório. Em cada passo de cálculo são determinadas as cargas hidráulicas e aplicadas as respectivas equações de descarga, sendo adotada a vazão de menor valor como aquela correspondente ao nível de água do reservatório.

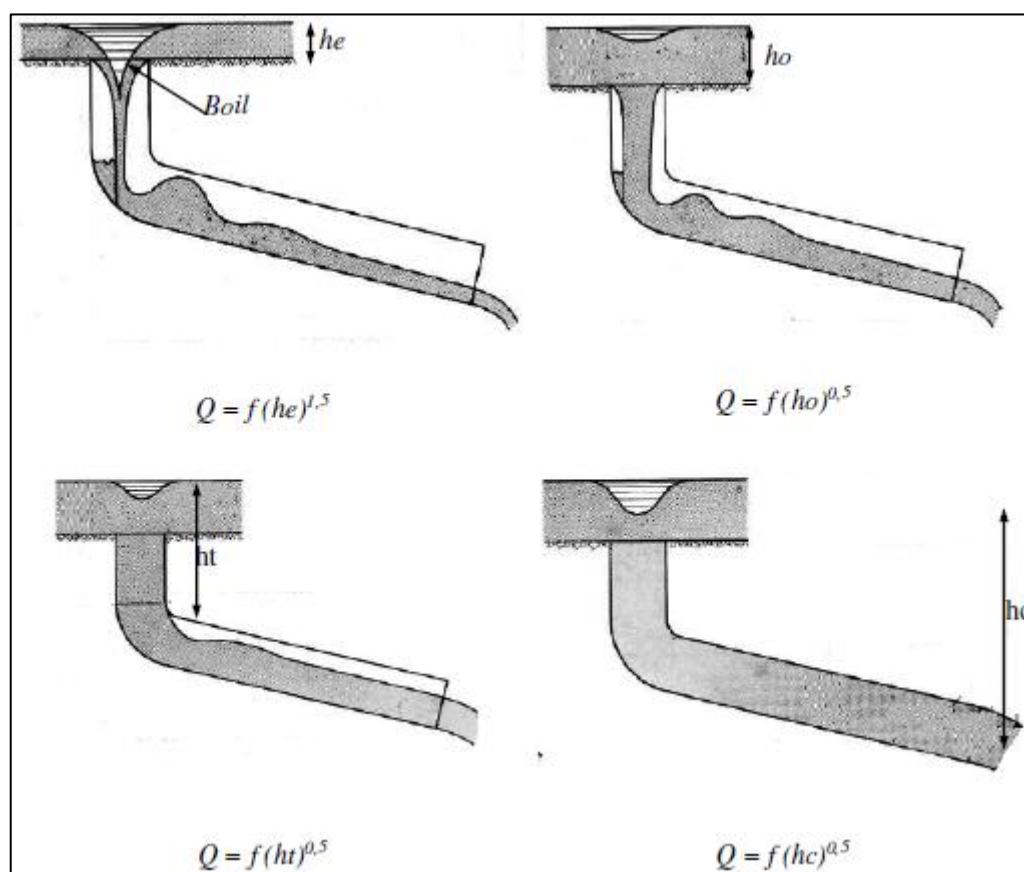
O controle na crista do vertedouro ocorre para pequenas cargas acima da tomada d'água. Para essa situação, a vazão descarregada será expressa por  $Q = f (he)^{1,5}$ , em que  $he$  é a carga hidráulica acima do emboque do vertedouro.

O acréscimo de carga sobre a crista e conseqüente aumento de vazão faz com que o escoamento que possui forma anular no poço aumente de espessura e possa convergir e preencher toda a seção transversal. O ponto a partir do qual o escoamento passa a ser feito à seção plena é denominado “garganta”. Devido ao encontro dos filetes de água que caem, forma-se, acima da garganta, uma protuberância denominada de *Boil*. Aumentando-se a carga, a parte superior do *Boil* sobe progressivamente até que finalmente produz a submergência da crista. Neste caso, a transição ocorre como seção plena, enquanto o poço vertical escoará à seção parcialmente plena. Nesta condição, o controle do escoamento executa-se na garganta e o escoamento se processa como se fosse através de um orifício, dado pela expressão  $Q = f (ho)^{0,5}$ , em que  $ho$  é a carga total acima do poço de queda.

Com o aumento da vazão, o poço de queda passa a escoar a seção plena e o controle desloca-se para a parte inferior do poço. A lei de escoamento é semelhante à anterior,  $Q = f(ht)^{0,5}$ , na qual  $ht$  é a carga total acima da parte inferior do poço.

Para vazões ainda maiores, o escoamento começará a preencher a parte interna da galeria até atingir a saída da mesma. Nessa situação, a descarga é calculada pela equação que rege o escoamento em condutos forçados, ou seja, passa a ser função da carga hidráulica disponível entre o emboque e a saída da galeria ( $hc$ ), sendo dado pela expressão  $Q = f (hc)^{0,5}$ .

A Figura 3.2 exemplifica os controles hidráulicos mencionados.



**Figura 3.2-** Controle hidráulico em vertedouros fechados.

Fonte: BLAISDELL (1958) *apud* SOUZA (2015).

### 3.3.2 Bacia de dissipação

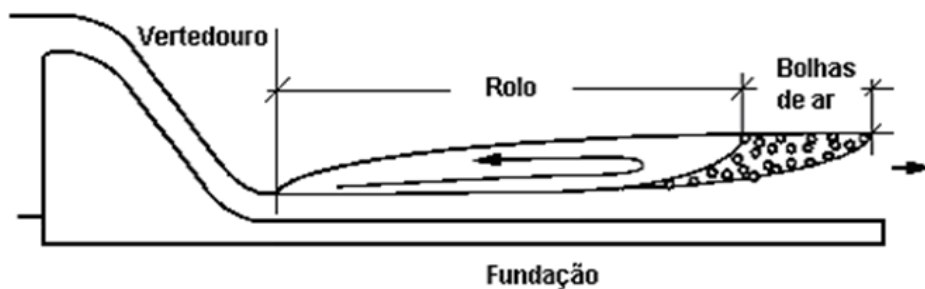
As bacias de dissipação são estruturas utilizadas a jusante de um vertedouro e efetuam a dissipação de energia para retornar a vazão excedente ao seu curso natural sem provocar danos a obra, e com velocidades compatíveis às condições de jusante.

O ressalto hidráulico, escoamento bruscamente variado, é uma das formas mais usuais de dissipação de energia do escoamento em vertedouros e canais. Ele é produzido quando um escoamento em superfície livre passa de um regime supercrítico ao subcrítico. Esta transição é caracterizada pela abrupta elevação da linha d'água, com a formação de um turbilhonamento (rolo) que incorpora ar atmosférico.

Esta variação de regime é acompanhada de grandes oscilações superficiais que se propagam para jusante. Tal agitação diminui significativamente após o fim do rolo e chega ao regime



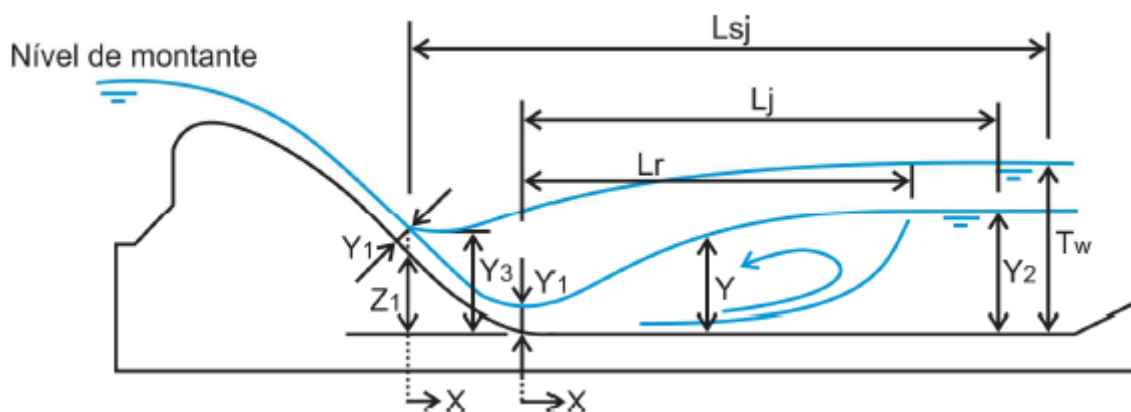
fluvial do escoamento após o fim da zona de subida de bolhas de ar, como é ilustrado na Figura 3.3.



**Figura 3.3** -Esquema de um ressalto hidráulico.

Fonte: TEIXEIRA, 2003.

A Figura 3.4 apresenta algumas definições e símbolos representativos e característicos do fenômeno hidráulico em análise.



**Figura 3.4** -Simbologia básica utilizada para ressalto formado a jusante de vertedouros.  
Fonte: Trierweiler (2006) *apud* Prá (2011).

Na qual:

- X      é a distância horizontal tomada a partir da seção transversal de início do ressalto;
- Y      é a altura d'água tomada perpendicularmente ao contorno sólido;
- $Y_1$     é a altura d'água na entrada do ressalto hidráulico, altura conjugada rápida;
- $Y_2$     é a altura d'água na saída do ressalto hidráulico, altura conjugada lenta;
- $Y_3$     é a altura d'água na entrada do ressalto hidráulico submerso, desnível entre a superfície livre d'água e o piso da bacia de dissipação no ressalto hidráulico afogado;

$T_w$  é a altura d'água na saída do ressalto hidráulico submergido ou afogado;

$L_r$  é o comprimento do rolo;

$L_j$  é o comprimento do ressalto hidráulico livre;

$L_{sj}$  é o comprimento do ressalto hidráulico submergido ou afogado.

O estudo das características externas do ressalto (perfil da linha de água, alturas conjugadas, comprimento do ressalto e eficiência na dissipação) teve início no século XIX por Bidone (1820) e Bélanger (1828).

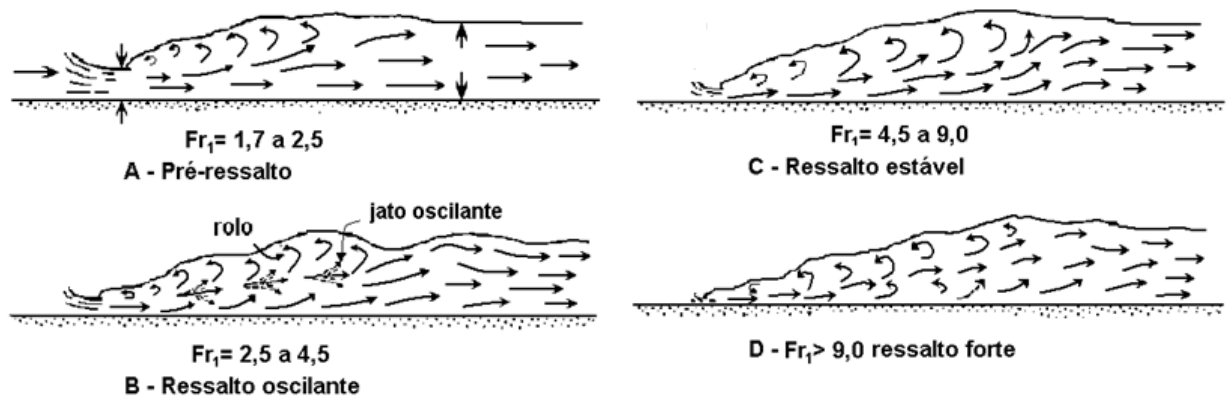
Rouse *et al.* (1959) foi um dos primeiros pesquisadores a quantificar as turbulências no ressalto, por meio de medições de velocidade. Seus ensaios foram realizados em ressalto em ar devido à dificuldade de obter essas medições no interior do ressalto hidráulico.

Elder (1961), por meio de medições de flutuações de pressão na água, concluiu que o número de Froude é fundamental para a análise das flutuações de pressões e constatou que as frequências das flutuações de pressões nos fenômenos hidráulicos são baixas.

Estudos recentes como o de Trierweiler Neto (2006), Alves (2008), Clarke (2008), Teixeira (2008), Wiest (2008), Prá (2011) e Souza (2012) voltam-se para as características internas do ressalto (flutuações de pressão e de velocidades, macroturbulência, formação do rolo, zona de descolamento, etc.).

A forma e a estrutura interna ao longo do ressalto variam em função do número de Froude na entrada do ressalto ( $Fr_1$ ) influenciando diretamente sobre as medições de pressão junto ao fundo de canais. Para isso, é importante que se conheça as formas do ressalto hidráulico.

Para que o ressalto hidráulico se forme é necessário que ocorra mudança do regime do escoamento de supercrítico para subcrítico, ou seja, o número de Froude no início do ressalto sempre será maior que 1,0. Para valores do número de Froude entre 1,0 e 1,7, ocorre uma pequena diferença nas alturas conjugadas, gerando certa oscilação na superfície, mas não se caracteriza o ressalto. Peterka (1974) sugere uma classificação em quatro tipos de ressalto hidráulico a jusante de comporta, como é apresentado na Figura 3.5.



**Figura 3.5** -Classificação do ressalto hidráulico em função do número de Froude na seção de montante ( $Fr_1$ ).

Fonte: Adaptado de Peterka (1974) *apud* Teixeira, 2003.

A Figura 3.6 ilustra o ressalto hidráulico como dissipador de energia na Usina Hidrelétrica (UHE) de Porto Colômbia, vazão de 4.000 m<sup>3</sup>/s e número de Froude ( $Fr$ ) igual a 3,88.



**Figura 3.6** -Ressalto hidráulico formado na UHE de Porto Colômbia, vazão de 4000 m<sup>3</sup>/s e número de Froude ( $Fr_1$ ) igual a 3,88.

Fonte: Marques *et al.* (1999) *apud* Teixeira, 2003.

### 3.3.2.1 Alturas conjugadas no ressalto hidráulico

As alturas conjugadas do ressalto hidráulico livre correspondem às lâminas de água verificadas a montante e a jusante do fenômeno. A profundidade do escoamento na seção mais a montante do ressalto é denominada por altura rápida ou supercrítica ( $Y_1$ ), e a

profundidade do escoamento na seção mais a jusante do ressalto é denominada por altura lenta ou subcrítica ( $Y_2$ ).

O conhecimento destas alturas é fundamental para determinar certas características como, por exemplo, o comprimento do ressalto hidráulico e o comprimento do rolo.

As equações mais utilizadas para a determinação das alturas conjugadas são as equações de Bélanger ((3.4) e (3.5)), que consideram um canal de seção transversal retangular de fundo plano, escoamento permanente e fluido incompressível, distribuição uniforme de velocidade imediatamente a montante e jusante das seções de controle, e ausência de força devido à viscosidade e distribuição hidrostática de pressão nas seções de controle.

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \cdot \left[ \sqrt{1 + 8 \cdot Fr_1^2} - 1 \right] \quad (3.4)$$

$$\frac{Y_1}{Y_2} = \frac{1}{2} \cdot \left[ \sqrt{1 + 8 \cdot Fr_2^2} - 1 \right] \quad (3.5)$$

Na qual:

$Y_1$  é a altura conjugada rápida a montante do ressalto;

$Y_2$  é a altura conjugada lenta a jusante do ressalto;

$Fr_1$  é o número de Froude correspondente a  $Y_1$  e;

$Fr_2$  é o número de Froude correspondente a  $Y_2$ .

A Tabela 3.1 apresenta algumas equações sugeridas para a definição das alturas conjugadas para um canal de fundo plano, segundo Elevatorsky (1959) e Bhutto *et al.* (1989) *apud* Teixeira, 2003.

**Tabela 3.1 - Relação entre as alturas conjugadas para canal retangular com fundo plano.**

Autor	Data	Equação
Bélanger	1828	$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \cdot \left[ \sqrt{1 + 8 \cdot Fr_1^2} - 1 \right] \quad (3.4)$
		$\frac{Y_1}{Y_2} = \frac{1}{2} \cdot \left[ \sqrt{1 + 8 \cdot Fr_2^2} - 1 \right] \quad (3.5)$
Andrew	1928	$Y_2 = \frac{(V_1)^2}{2 \cdot g} \pm \left[ \left( \frac{(V_1)^2 \cdot Y_1}{g} \right) \left( \frac{(V_1)^2}{2 \cdot g} \right)^2 \right]^{1/2} \quad (3.6)$
Unwin	1928	$Y_2 = \pm \left[ \frac{2 \cdot Y_1 \cdot (V_1)^2}{g} + \frac{(Y_1)^2}{4} \right]^{1/2} - \frac{Y_1}{2} \quad (3.7)$
Silvester	1964	$\left( \frac{Y_2}{Y_1} \right)^2 = 1 + 2 \cdot Fr_1^2 \cdot \left[ 1 - \left( \frac{Y_1}{Y_2} \right) \right] \quad (3.8)$
Rajaratnam	1965	$\left( \frac{Y_2}{Y_1} \right)^3 - \left( \frac{Y_2}{Y_1} \right) (1 - K_1 + 2 \cdot Fr_1^2) + 2 \cdot Fr_1^2 = 0 \quad (3.9)$
Leutheusser e Kartha	1972	$Fr_1^2 = \frac{\frac{Y_2}{Y_1} \cdot \left[ \left( \frac{Y_2}{Y_1} \right)^2 \right] - 1}{2,06 \cdot \left[ \left( \frac{Y_2}{Y_1} \right) - 1 \right] - 0,0244 \cdot \left( \frac{Y_2}{Y_1} \right)^2} \quad (3.10)$
Merriman	1984	$Y_2 = \pm \left( \frac{Y_1 \cdot (V_1)^2}{g} \right)^{1/2} \quad (3.11)$

Fonte: Elevatorsky (1959) e Bhutto *et al.* (1989) *apud* Teixeira (2003).

### 3.3.2.2 Comprimentos característicos do ressalto hidráulico

O conhecimento dos comprimentos característicos do ressalto ( $L_j$ ,  $L_r$  e  $L_{sj}$  - Figura 3.4) é de extrema importância para o projeto da bacia de dissipação. O rolo ( $L_r$ ) está contido no ressalto e é nessa região que a maior parte da energia é dissipada, mas não há um consenso no meio técnico/científico quanto a posição exata em que cessam a influência do rolo e do ressalto sobre a estrutura hidráulica.

A posição do início do ressalto é menos polêmica. Em termos médios, é definida pela avaliação do local onde ocorre a brusca mudança de comportamento da linha d'água. Quanto a posição do final do ressalto, diversas interpretações são encontradas na bibliografia.

Elevatorsky (1959) afirma que a posição final do ressalto é onde não há variações de níveis, estabelecendo um critério baseado na superfície livre do escoamento. Já Rajaratnam

(1967)propõe ser onde alinha d'água encontra a altura conjugada lenta ( $Y_2$ ) e, Marques *et al.* (1997) introduziu uma abordagem hidrodinâmica, determinando o final do ressalto onde terminam as perturbações no piso da bacia de dissipação induzidas pela flutuação de pressão.

Dessa maneira, diversas proposições foram estabelecidas ao longo dos anos. A Tabela 3.2 de Teixeira (2003) apresenta as equações sugeridas por diferentes autores para determinação do comprimento do ressalto hidráulico.

**Tabela 3.2** - Equações sugeridas para o comprimento do ressalto hidráulico (livre ou afogado) a jusante de vertedouro.

Autor	Data	Equação
Riegel, Beebe	1917	$L_j \cong 5 \cdot (Y_2 - Y_1)$ (3.12)
Knapp	1932	$L_j = \left[ \left( \frac{62,5 \cdot Y_1}{H_1} \right) + 11,3 \right] \cdot \left[ \frac{(V_1 - V_2)^2}{2 \cdot g} - \left( \frac{H_1}{H_2} \right) \right]$ onde $H = Y + \frac{V^2}{2g}$ (3.13)
Woycicki	1934	$L_j = (Y_2 - Y_1) \cdot \left( 8 - \frac{0,05 \cdot Y_2}{Y_1} \right)$ (3.14)
Smetana	1934	$L_j \cong 6 \cdot (Y_2 - Y_1)$ (3.15)
Chertoussov	1935	$L_j = 10,3 \cdot Y_1 \cdot (Fr_1 - 1)^{0,81}$ (3.16)
Aravin	1935	$L_j = 5,4 \cdot (Y_2 - Y_1)$ (3.17)
Bakhmeteff-Matzke	1936	$L_j = 5 \cdot (Y_2 - Y_1)$ (3.18)
Ludin	1936	$L_j = \frac{Y_2}{\left[ 0,22 - 0,17 \cdot \frac{V_c}{V_1} \right]}$ (3.19)
Kinney	1941	$L_j = 6,02 \cdot (Y_2 - Y_1)$ (3.20)
Posey	1941	$L_j = 4,5 - 7 \cdot (Y_2 - Y_1)$ (3.21)
Wu	1949	$L_j = 10 \times (Y_2 - Y_1) \times Fr_1^{-0,16}$ (3.22)
Peterka	1957	$L_j = 6,1 \times Y_2, 4,5 \leq Fr_1 \leq 9$ (3.23)
Elevatorsky	1959	$L_j = 6,9 \times (Y_2 - Y_1)$ (3.24)
Silverster	1964	$L_j = 9,75 \times Y_1 \times (Fr_1 - 1)^{1,01}$ (3.25)
Marques <i>et al.</i>	1997	$L_j = 8,5 \times (Y_2 - Y_1)$ (3.26)

Fonte: Elevatorsky (1959), Bhuttoet *al.* (1989) e Marques *et al.* (1997) *apud* Teixeira (2003).

Quanto ao comprimento do rolo do ressalto, apesar de ser de fácil visualização, também não há um consenso sobre sua determinação. Rajaratnam (1965), Peterka (1974) e Lopardo (1986), definem o fim do rolo ( $L_r$ ) no local em que a altura da linha d'água alcança 95% da altura conjugada lenta ( $Y_2$ ). Marques *et al.* (1997) atribuem ao final do rolo a seção transversal em que se verifica o mínimo coeficiente de assimetria das amostras de pressões medidas junto ao fundo da bacia de dissipação.

Teixeira (2003) também sintetizou equações que demonstram o comprimento do rolo sugeridas por diferentes pesquisadores (Tabela 3.3).

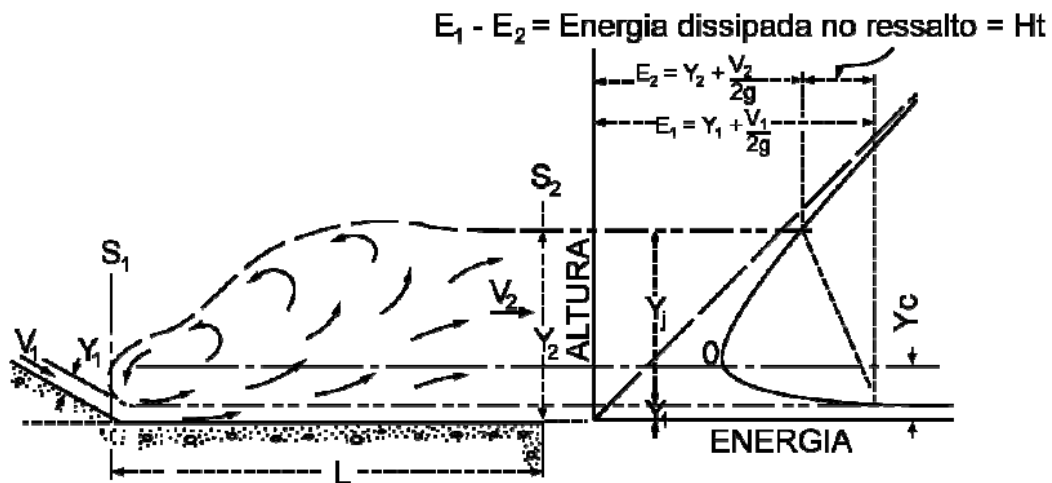
**Tabela 3.3** - Equações sugeridas para o comprimento do rolo em um canal com fundo horizontal.

Autor	Data	Equação
Safranez	1929	$\left(\frac{L_r}{Y_1}\right) = 6 \cdot Fr_1 \quad (3.27)$
Pietrkowski	1932	$\left(\frac{L_r}{Y_1}\right) = 5,9 \cdot Fr_1 \quad (3.28)$
Einwachter	1933	$L_r = \left(15,2 - \frac{0,24 \cdot Y_2}{Y_1}\right) \left\{ \left(\frac{Y_2}{Y_1} - 1 - V_1 \cdot \left(\frac{Y_2}{Y_1} - 1\right)\right) \right\} \quad (3.29)$
Douma	1942	$L_r = 3 \cdot Y_2 \quad (3.30)$
Peterka	1957	$L_r = 4,5 \cdot Y_2, \quad (4,5 \leq Fr_1 \leq 9) \quad (3.31)$
Newnham	1973	$L_r = 6,73 \cdot (Fr_1 - 1) \quad (3.32)$
Sarma e Newnham	1973	$\frac{L_j}{L_r} = 1,3 \quad (3.33)$
Busch	1981	$L_r = \alpha \cdot R^{*\beta} \cdot Fr_1^\gamma \cdot \omega^\delta \cdot \ln(Y^a) \quad (3.34)$ $\alpha = 1,285; \beta = 0,0683; \gamma = 1,1017$ $\delta = 0,1605; Y^a = \frac{Y_2}{Y_1} (\text{Bélanger})$ $\omega = \frac{Y_1}{b}; b = \text{largura do canal}$
Hager <i>et al.</i>	1989	$L_r = -12 + 100 \cdot th\left(\frac{Fr_1}{12,5}\right) \quad (3.35)$
Marques <i>et al.</i>	1997	$L_r = 6,0 \cdot (Y_2 - Y_1) \quad (3.36)$

Fonte: Elevatorsky (1959), Hager *et al.* (1990), Bhutto *et al.* (1989) e Marques (1995) *apud* Teixeira (2003).

### 3.3.2.3 Energia dissipada no ressalto hidráulico

A Figura 3.7 desenvolvida por Elevatorsky (1959), juntamente com as equações (3.37) e (3.38), apresentam o cálculo da energia dissipada no ressalto.



**Figura 3.7** -Dissipação de energia no ressalto hidráulico.

Fonte: Adaptado de Elevatorsky (1959) *apud* Prá (2011).

$$Ht = E_1 - E_2 = \left( y_1 + \frac{V_1^2}{2g} \right) - \left( y_2 + \frac{V_2^2}{2g} \right) \quad (3.37)$$

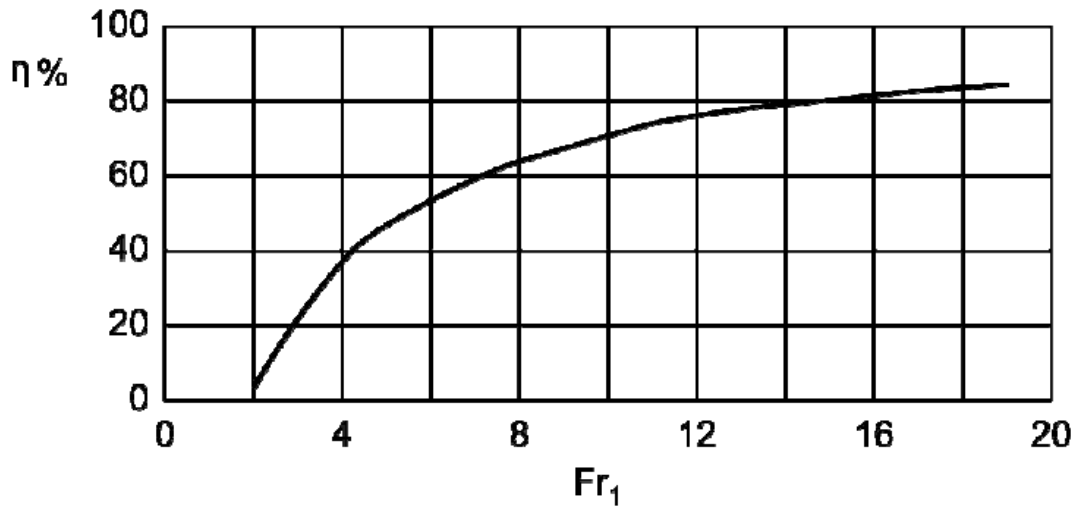
$$Ht = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4y_2y_1} \quad (3.38)$$

Efetuada-se a comparação entre a energia total dissipada ( $Ht$ ) e a energia inicialmente disponível na seção de entrada, calcula-se a eficiência do ressalto hidráulico ( $\eta$ ) e, por consequência, da bacia de dissipação conforme equação(3.39).

$$\eta = \frac{Ht}{E_1} \quad (3.39)$$

Peterka (1974) correlaciona a eficiência do ressalto hidráulico com o número de Froude ( $Fr_1$ ) da seção de montante (Figura 3.8). Percebe-se que a eficiência da dissipação aumenta com o aumento do número de Froude, mas para Froude maiores que 4 a eficiência do ressalto não aumenta na mesma proporção.

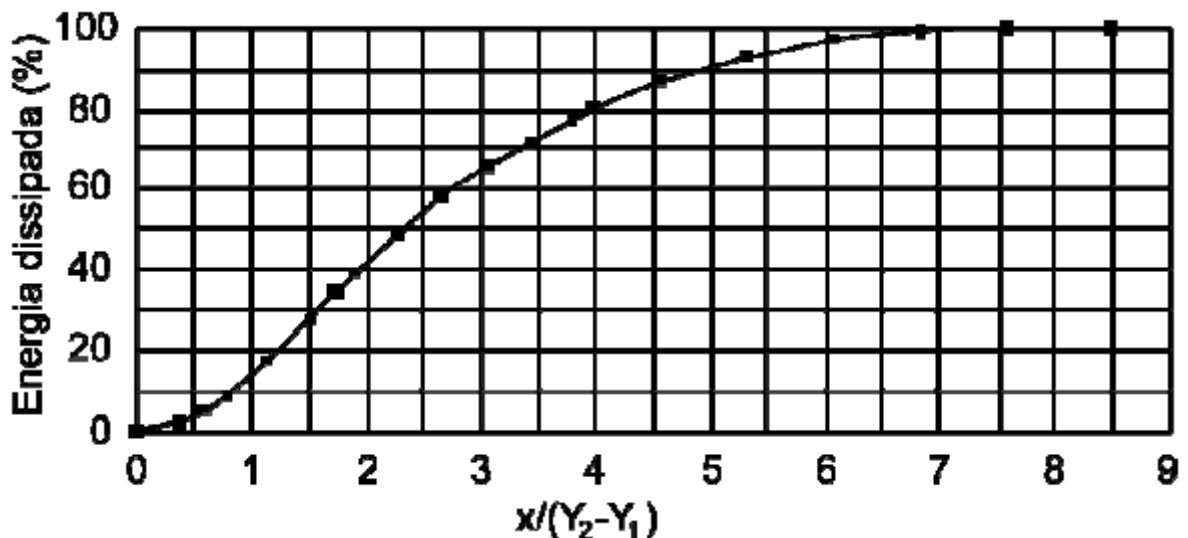




**Figura 3.8** -Eficiência do ressalto hidráulico.

Fonte: Peterka (1974) *apud* Prá (2011).

A Figura 3.9 de Marques *et al.* (1998) apresenta uma análise da dissipação de energia ao longo do ressalto. A dimensionalização longitudinal pela diferença das alturas conjugadas mostra que, em média, na posição em que ocorre o final do rolo, 95% do potencial dissipativo do ressalto é atingido.



**Figura 3.9** -Dissipação de energia ao longo do ressalto hidráulico a partir da avaliação das flutuações de pressões junto ao fundo.

Fonte: Marques *et al.*, 1998.

### 3.4 Regimes de escoamento em vertedouros em degraus

A execução da calha do vertedouro em degraus faz com que parte da energia cinética seja dissipada durante a queda, diminuindo, portanto, a dimensão da estrutura de dissipação de energia.

Canais e calhas vertentes cujos fundos são formados por sucessões de degraus tem sido utilizados por diversas civilizações há mais de 3.000 anos. O mais antigo vertedouro em degrau que se tem conhecimento é o de uma barragem na Akarnanian, Grécia, construída por volta de 1.300 a.C., conforme apresentado na Figura 3.10.



**Figura 3.10** - Barragem na Akarnanian, Grécia (1.300 a.C.).

Fonte: Chanson *et al.* (2002) *apud* Sanagiotto, 2003.

As estruturas em degraus só passaram a ser projetadas no início do século XX para maximizar a dissipação de energia e, conseqüentemente, diminuir a estrutura de dissipação a jusante. O primeiro provável vertedouro em degraus projetado neste conceito foi o da barragem de New Croton, em 1906 (SANAGIOTTO, 2003), Figura 3.11.

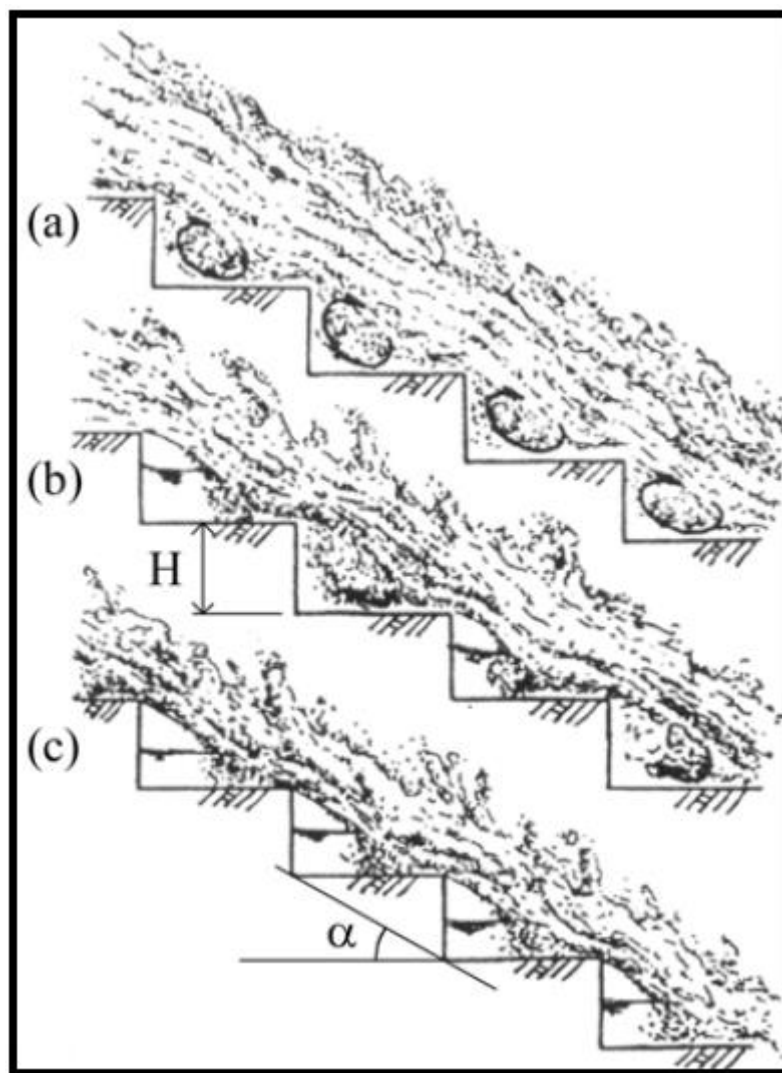


**Figura 3.11** -Barragem de New Croton (1906).

Fonte: Chanson *et al.* (2002) *apud* Sanagiotto, 2003.

Dessa maneira, uma quantidade significativa de vertedouros em degraus foi construída até o desenvolvimento de dissipadores de energia por ressalto hidráulico no pé da barragem (princípio do século XX). Apenas a partir da década de 70, os engenheiros e pesquisadores recuperaram o interesse por vertedouros em degraus, devido à introdução de novos materiais e técnicas construtivas relacionadas ao concreto compactado a rolo e às estruturas em gabiões, que otimizaram a construção destas estruturas.

De acordo com Matos e Quintela (1995), o escoamento em degraus é dividido em três regimes: o regime de escoamento em quedas sucessivas (*nappesflow*), o regime de escoamento deslizante sobre turbilhões (*skimmingflow*) e o regime de transição. A Figura 3.12 ilustra esses três tipos de regimes.



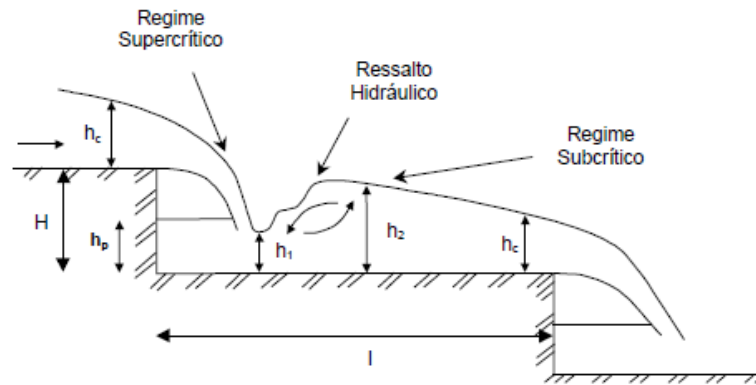
**Figura 3.12** -Tipos de escoamentos sobre vertedouros em degraus: (a) deslizante sobre turbilhões, (b) transição e (c) quedas sucessivas.

Fonte: OHTSU *et al.* (2001).

### 3.4.1 Regime de escoamento em quedas sucessivas (*nappesflow*)

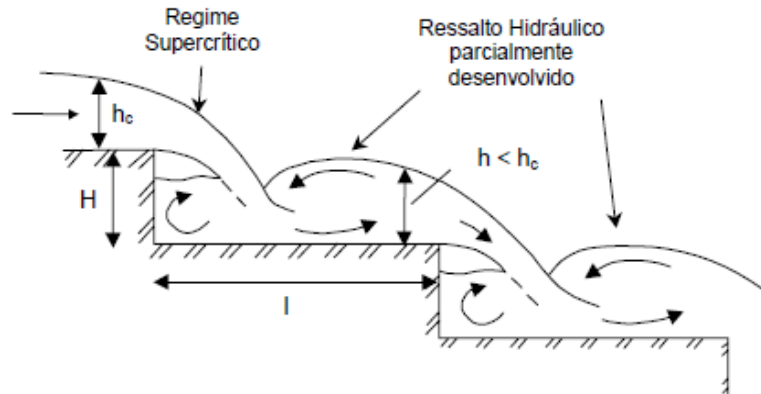
Este tipo de escoamento é caracterizado por uma sucessão de quedas livres seguidas por ressalto hidráulico plena ou parcialmente desenvolvido, como pode ser observado na Figura 3.13 e na Figura 3.14, respectivamente. A dissipação de energia ocorre na quebra do jato de água no ar e na formação do ressalto hidráulico (CHANSON, 2001).

De acordo com Chanson (1995) *apud* Sanagiotto (2003), o regime de escoamento em quedas sucessivas pode ser observado sem a formação de ressaltos hidráulicos, imediatamente antes do início do escoamento deslizante (Figura 3.15).



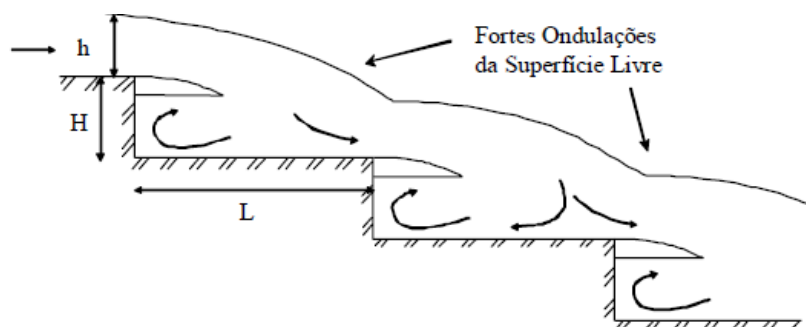
**Figura 3.13** -Escoamento em quedas sucessivas com o ressalto hidráulico plenamente desenvolvido.

Fonte: SANAGIOTTO, 2003.



**Figura 3.14** -Escoamento em quedas sucessivas com o ressalto hidráulico parcialmente desenvolvido.

Fonte: SANAGIOTTO, 2003.



**Figura 3.15** -Escoamento em quedas sucessivas sem formação de ressalto hidráulico.

Fonte: PRÁ, 2004.

### 3.4.1.1 Impacto total do jato com formação de ressalto hidráulico

Em um degrau submetido a esse escoamento, um pequeno ressalto hidráulico se forma ao longo do seu comprimento fazendo com que o fluxo passe do regime supercrítico para o regime subcrítico dissipando parte da energia da queda do degrau anterior. O escoamento se desenvolve a partir daí até a extremidade, vertendo sobre o piso do degrau mais a jusante (Figura 3.13).

Uma condição para a ocorrência do escoamento em quedas sucessivas com formação de ressalto hidráulico foi proposta por Chanson (1994) baseado nos resultados de Rand (1995), para  $0,2 \leq H/L \leq 0,6$ .

$$\frac{h_c}{H_d} \leq 0,0916 \left( \frac{H_d}{L_d} \right)^{-1,276} \quad (3.40)$$

Na qual,

$H_d$  é a altura do degrau;

$L_d$  é o comprimento do degrau;

$h_c$  é a profundidade crítica do escoamento.

Fael e Pinheiro (2003) determinaram a condição para a ocorrência do escoamento em quedas sucessivas através de testes em modelos físicos, com relações entre altura e comprimento do degrau ( $H/L$ ) variáveis entre 0,2 e 0,5, degraus em 5cm e vazão específica máxima de  $0,066 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ , em que:

$$\frac{h_c}{H} \leq 0,125 \left( \frac{H}{L} \right)^{-1,313} \quad (3.41)$$

Ohtsuet *al.*(2001) determinaram uma expressão para o início de escoamento em quedas sucessivas aplicável a calhas com declividades entre 5° e 55°.

$$\frac{h_c}{H} = 0,57(\tan\alpha)^3 + 1,3 \quad (3.42)$$

#### 3.4.1.2 Impacto total do jato sem formação de ressalto hidráulico

Este tipo de regime diferencia-se do anterior pela não formação do ressalto hidráulico no degrau, uma vez que este não apresenta comprimento suficiente para tanto. O escoamento verte para o próximo degrau antes de atingir o regime subcrítico (Figura 3.15).

#### 3.4.1.3 Impacto parcial do jato

Para uma determinada vazão específica e proporcionado por características geométricas da calha, apenas parte da lâmina líquida do degrau anterior atinge o piso do degrau subsequente, sendo a parcela restante do fluxo direcionada para o degrau imediatamente posterior (Figura 3.14).

### 3.4.2 **Regime de escoamento deslizando (*skimmingflow*)**

A principal característica do regime de escoamento deslizando é a alta aeração. Nele o escoamento principal desloca-se pelo vertedouro quase sem tocar nos degraus e as ondulações da superfície não refletem a geometria dos degraus (PEGRAM *et al.*, 1999).

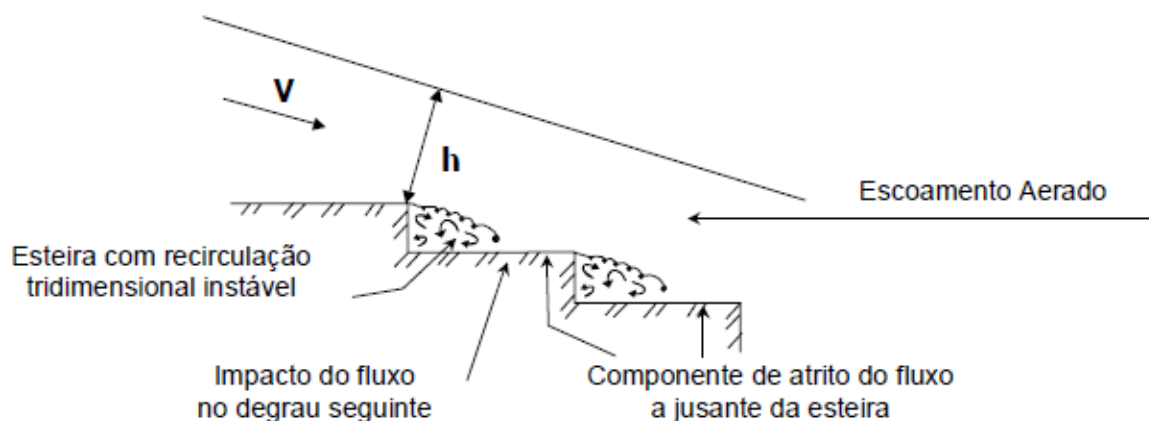
Segundo Chanson (1994), o escoamento deslizando sobre turbilhões é caracterizado por um fluxo principal deslizando sobre vórtices formados nos cantos externos dos degraus. Estes vórtices são mantidos através da transmissão de esforços cortantes do escoamento principal à zona turbilhonar.

Chanson (1994) divide o regime deslizando sobre turbilhões em três sub-regimes através da análise da estabilidade dos vórtices de recirculação que se formam na cavidade dos degraus.

#### 3.4.2.1 Escoamento com recirculação instável com interferência esteira – degrau

A zona de recirculação que se forma na cavidade dos degraus é denominada por Chanson (1994) como sendo uma esteira. Para pequenas declividades de calha, onde a cavidade abaixo do pseudo fundo é alongada, ocorre a formação de esteiras tridimensionais instáveis. Dessa

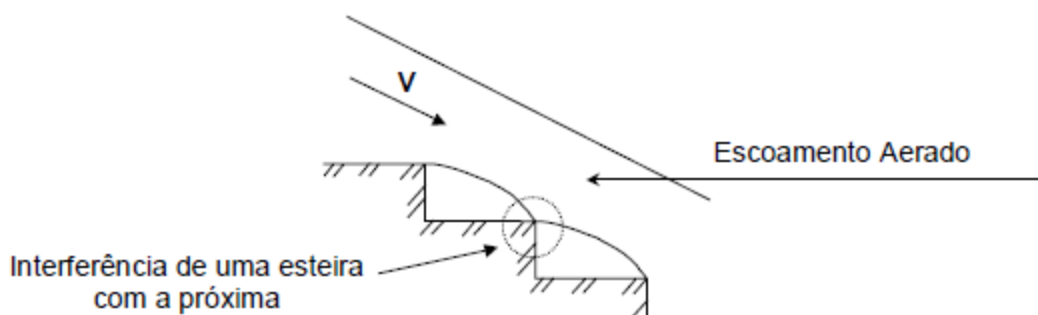
maneira, estas esteiras atuam isoladamente em cada degrau, gerando tensões tangenciais no degrau, à jusante do impacto da esteira, oferecendo resistência ao escoamento (Figura 3.16).



**Figura 3.16** -Escoamento deslizante sobre turbilhões com interferência esteira - degrau.  
Fonte: CHANSON (1994) *apud* PRÁ (2004).

#### 3.4.2.2 Escoamento com recirculação instável com interferência esteira – esteira

O aumento da declividade proporciona cavidades de recirculação menos alongadas entre os degraus, com isso, a esteira passa a interferir no próximo degrau e as forças tangenciais atuantes no degrau desaparecem (Figura 3.17).

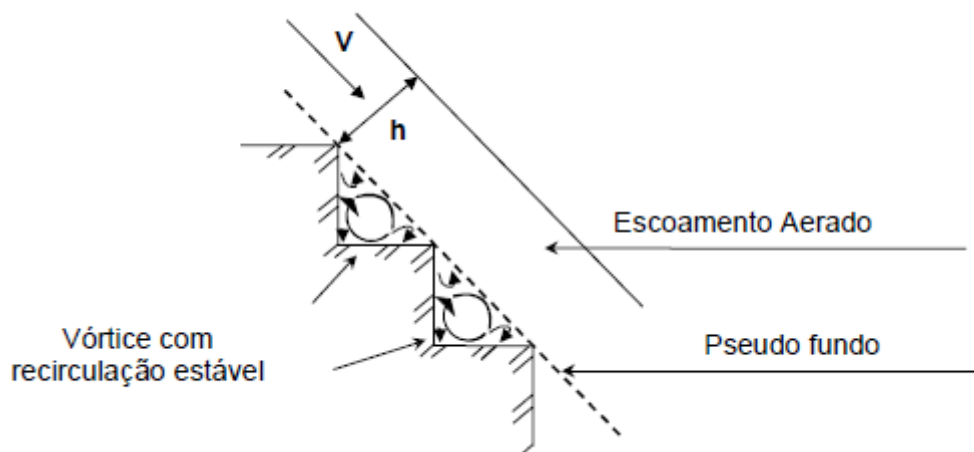


**Figura 3.17** -Escoamento deslizante sobre turbilhões com interferência esteira - esteira.  
Fonte: CHANSON (1994) *apud* PRÁ (2004).

#### 3.4.2.3 Escoamento com recirculação estável

Para declividades ainda maiores a dimensão das cavidades de recirculação reduz, proporcionando condições para a formação de vórtices estáveis abaixo do pseudo fundo (Figura 3.18). Estes vórtices são mantidos pela troca de energia com o escoamento principal, sendo esta a principal forma de dissipação de energia.





**Figura 3.18** -Escoamento deslizante sobre turbilhões com recirculação estável de vórtices.  
Fonte: CHANSON (1994) *apud* PRÁ (2004).

### 3.4.3 Escoamento de Transição

Em estruturas operando em regime de transição são percebidos problemas relacionados às flutuações de pressão, aos esforços adicionais e à fadiga gerada pelas características instáveis do escoamento (CHANSON, 1996).

Matos (1999) *apud* Fael e Pinheiro (2003), baseado em dados obtidos de um modelo físico de declividade 1V:0,75H e em dados de Ohtsuet *al.* (2001), propôs duas equações que caracterizam o limite inferior do deslizamento sobre turbilhões e o limite superior de ocorrência do escoamento em quedas sucessivas, evidenciando a existência de regime de transição, quais sejam:

$$\frac{h_c}{H} \leq 0,634 + 0,446 \cdot e^{-2,884 \left(\frac{H}{L}\right)} \quad (3.43)$$

$$\frac{h_c}{H} \geq 0,775 + 0,759 \cdot e^{-2,623 \left(\frac{H}{L}\right)} \quad (3.44)$$

Chanson (2001) também propôs duas equações, válidas para  $H/L$  variáveis entre 0,05 e 1,7, que representam as mesmas situações limites, evidenciando novamente a existência de um escoamento de transição, quais sejam:

$$\frac{h_c}{H} = 0,89 - 0,4 \left( \frac{H}{L} \right) \quad (3.45)$$

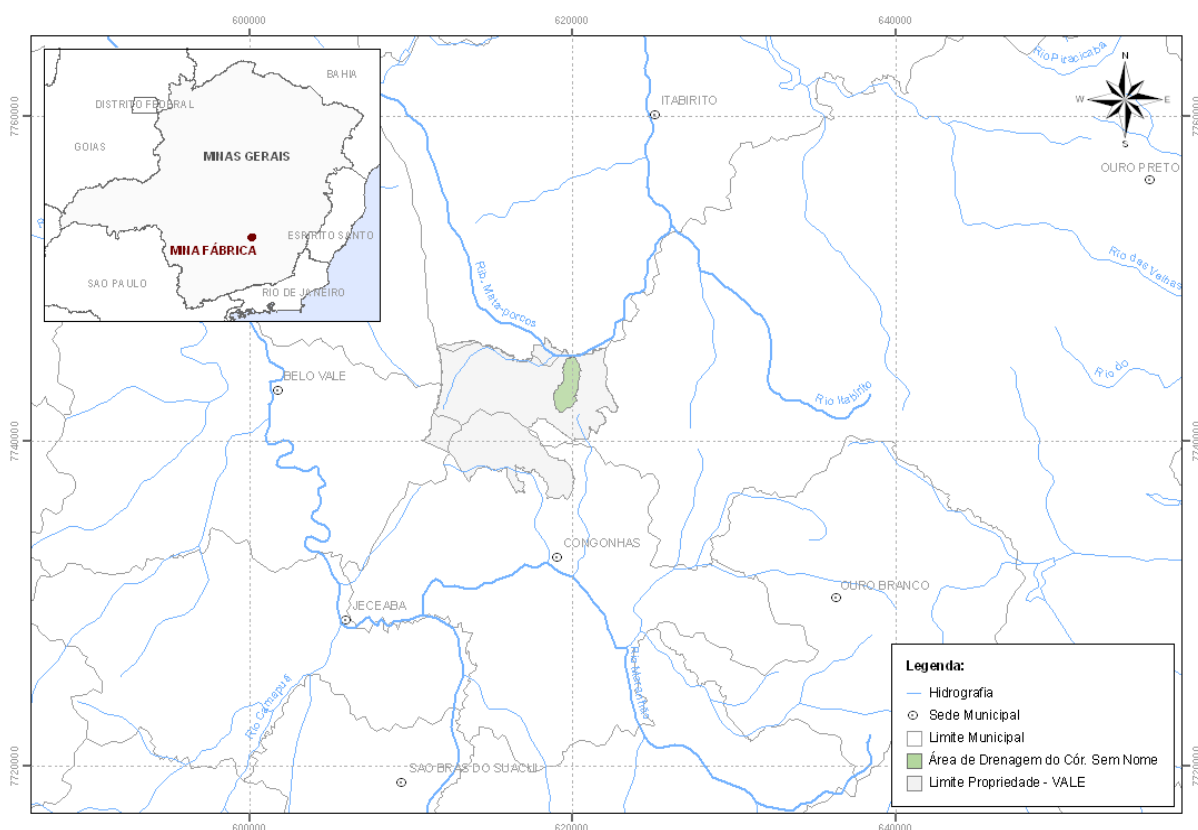
$$\frac{h_c}{H} = 1,2 - 0,325 \left( \frac{H}{L} \right) \quad (3.46)$$

## 4 ESTUDO DE CASO

O estudo de caso desta dissertação abordou o modelo hidráulico reduzido do sistema extravasor operacional da barragem de rejeitos Forquilha IV, construído nas instalações do Centro de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal de Minas Gerais (CPH - UFMG).

A Barragem Forquilha IV foi construída nos limites do município de Ouro Preto, Estado de Minas Gerais, Brasil. Mais especificamente, esse barramento encontra-se inserido na bacia do córrego Sem Nome, afluente do ribeirão Mata-Porcos pela margem direita, sendo ambos pertencentes a bacia do rio das Velhas.

A Figura 4.1 ilustra a localização geral do Complexo Minerador de Fábrica (Mina de Fábrica) e da bacia hidrográfica de inserção da Barragem Forquilha IV.



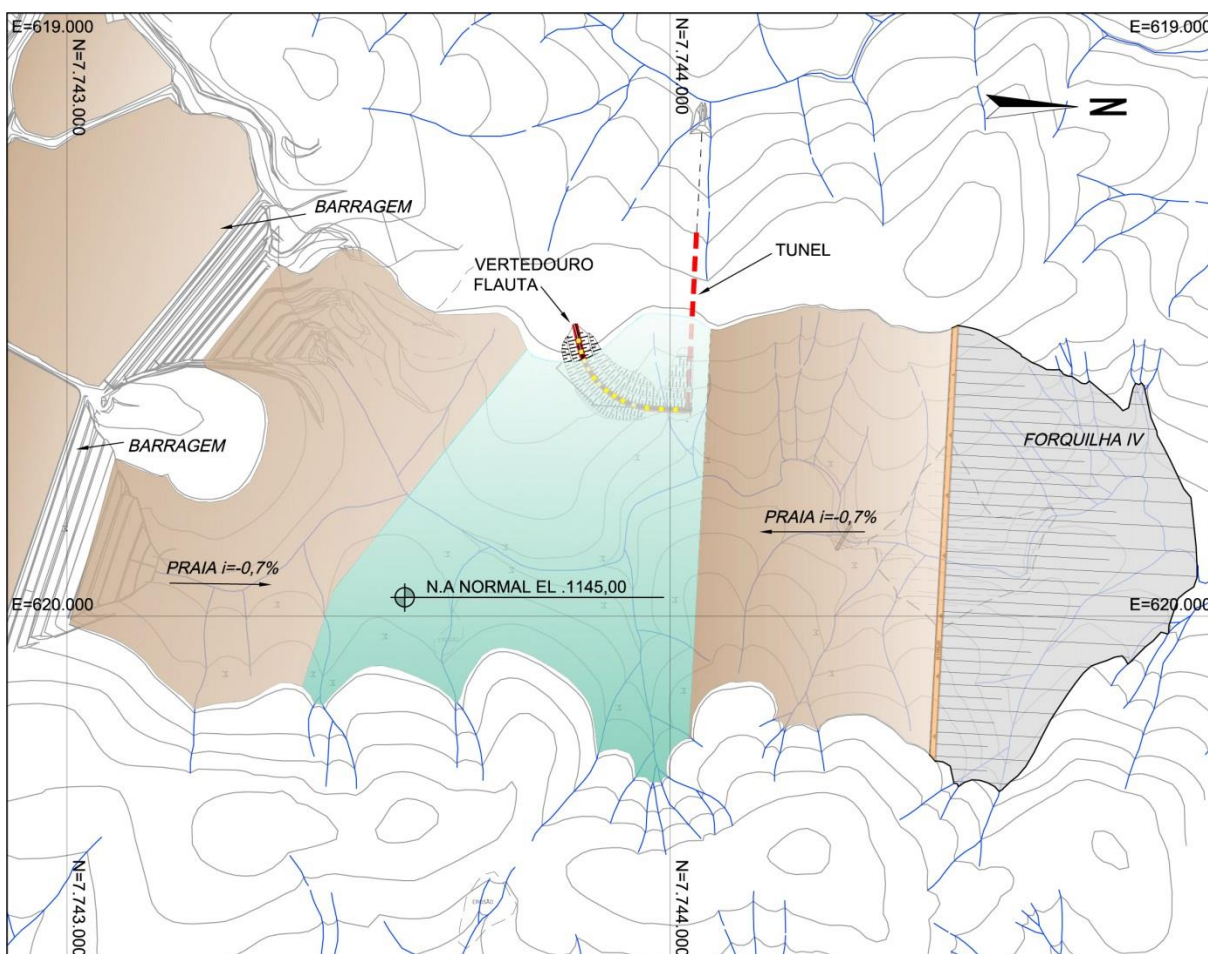
**Figura 4.1** -Localização geral do Complexo Minerador de Fábrica e da bacia hidrográfica de inserção da Barragem Forquilha IV.

Fonte: CPH, 2011.

Esse barramento foi construído com a finalidade de conter os rejeitos oriundos do processo de beneficiamento da usina de concentração e pelotização, descartados sob a forma de polpa (água + sólidos). No reservatório da barragem, os sólidos sedimentarão e a água sobrenadante

será captada para recirculação na usina, sendo o excedente evacuado pelo sistema extravasor operacional em encosta tipo flauta. A barragem também se prestará à deposição de sedimentos eventualmente carreados das áreas do Complexo Minerador de Fábrica localizadas a montante da área do reservatório.

A posição relativa do sistema extravasor operacional tipo flauta em relação à Barragem Forquilha IV e às demais estruturas que compõem o complexo minerador pode ser visualizada na Figura 4.2.



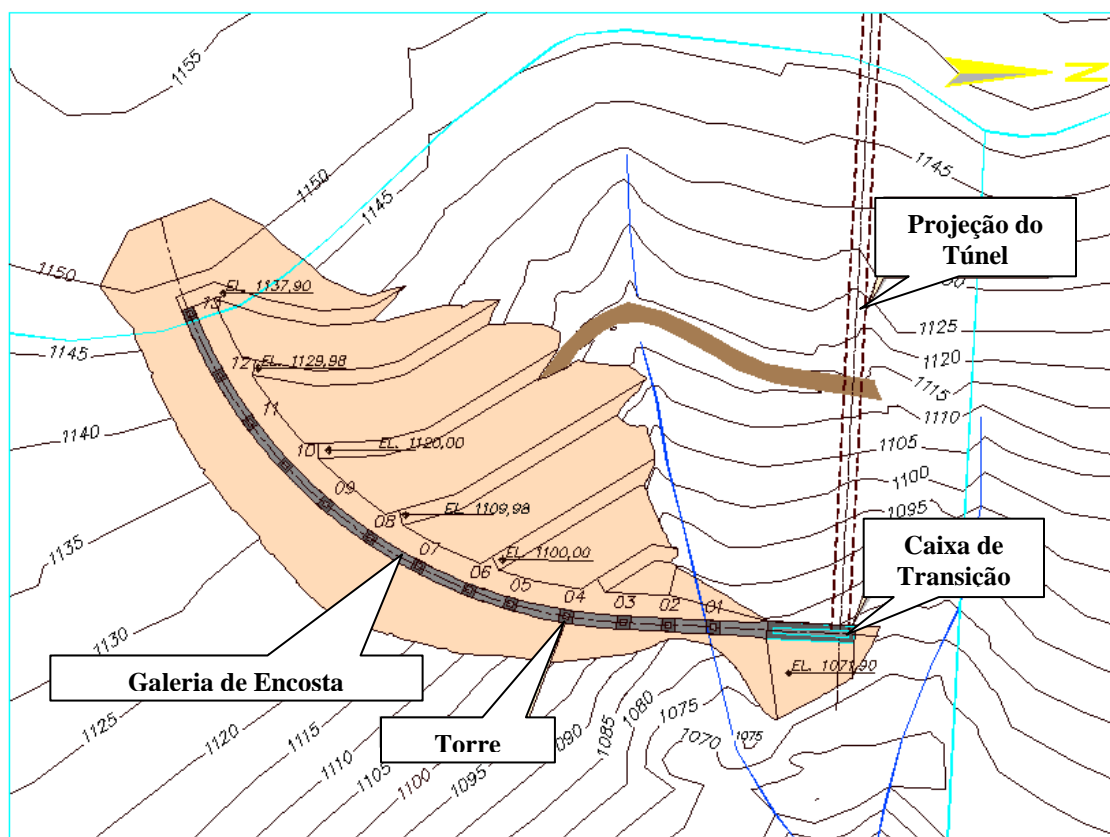
**Figura 4.2** -Planta da Barragem Forquilha IV contendo a localização do sistema extravasor operacional.

Fonte: CPH, 2011.

#### **4.1 Arranjo**

O sistema extravasor operacional visa atender o período de operação da barragem, e tem a função de conduzir as águas do reservatório da Barragem Forquilha IV para um talvegue adjacente. Este sistema é constituído basicamente de uma Galeria de Encosta, Caixa de

Transição, Túnel Extravasor e Bacia de Dissipação. A Figura 4.3 ilustra o arranjo geral desse sistema.



**Figura 4.3** - Arranjo geral do sistema extravasor operacional da barragem Forquilha IV. Fonte: adaptado de TEIXEIRA *et al.*, 2015.

A Galeria de Encosta é constituída por 13 torres que servirão como tomada d'água, de seção quadrada de 1,50 x 1,50m, altura de 5,0 m, e a galeria propriamente dita. Esta galeria possui seção retangular de 1,50 m (base) x 1,80m (altura). As torres foram projetadas de forma que a tomada d'água seja realizada sempre 5,0 m abaixo da crista do barramento atual.

A Caixa de Transição, cuja finalidade é dissipar a energia proveniente do fluxo da Galeria de Encosta e também direcioná-lo ao túnel, possui as seguintes características: largura de 1,50 m; comprimento de 21,5 m e altura de 4,10 m (medidas internas).

O Túnel Extravasor possui geratriz inferior do seu emboque posicionada a 1,60 m do fundo da caixa de transição. O escoamento seguirá do túnel até uma Bacia de Dissipação, para posterior deságue no talvegue natural adjacente ao reservatório da Barragem Forquilha IV.

As estruturas do sistema extravasor operacional foram dimensionadas para a vazão correspondente a um período de retorno de 10.000 anos.

A Tabela 4.1 apresenta uma síntese das dimensões das estruturas que compõem o sistema extravasor operacional determinadas no projeto executivo.

**Tabela 4.1 - Resumo das características do sistema extravasor operacional da Barragem Forquilha IV determinadas em Projeto Executivo.**

<b>Galeria de encosta</b>	
Comprimento total – 13 torres (m)	222,50
Altura do Degrau (m)	0,5
Largura (m)	1,5
Altura (m)	1,8
<b>Torres</b>	
Seção interna (m x m)	1,5 x 1,5
Altura (m)	5,0
<b>Caixa de transição</b>	
Comprimento (m)	21,5
Largura (m)	1,5
Altura (m)	4,1
<b>Túnel</b>	
Largura Máxima (m)	3,5
Altura Máxima (m)	2,5
Tipo de seção	Ferradura
Declividade (%)	1,5

## **4.2 Estudos Hidrológicos**

O dimensionamento do sistema extravasor operacional da Barragem Forquilha IV foi realizado para o período de retorno de 10.000 anos, além de uma borda livre mínima de um metro, obedecendo os padrões de segurança estabelecidos pelo Comitê Brasileiro de Grandes Barragens (CBGB).

Os estudos hidrológicos completos que subsidiaram o dimensionamento do sistema extravasor operacional da Barragem Forquilha IV estão apresentados em CPH (2011).

A estação pluviométrica selecionada como representativa para a área de interesse foi a da Represa de Miguelão (código Agência Nacional de Águas - ANA: 2043043), localizada em

Nova Lima, Minas Gerais (MG), nas coordenadas Latitude S/E 20°17'34" e Longitude W/N 43°57'01".

A Tabela 4.2 apresenta os quantis notáveis de um dia de duração, obtidos por meio do ajuste da distribuição teórica de probabilidades de Gumbel, a partir dos dados da estação selecionada. Os quantis de altura de chuva obtidos para os períodos de retorno de interesse, considerando o ano hidrológico completo, estão apresentados na Tabela 4.3.

**Tabela 4.2 - Quantis notáveis de um dia de duração (Estação Represa de Miguelão).**

Período de Retorno (Anos)	Precipitação Período Completo (mm)	Precipitação Período Seco (mm)
1,02	49,07	16,97
1,5	79,51	34,04
2	90,51	40,21
3	103,32	47,39
4	111,51	51,98
5	117,58	55,38
6	122,40	58,09
7	126,41	60,34
8	129,84	62,26
9	132,84	63,94
10	135,50	65,43
15	145,61	71,10
20	152,69	75,07
25	158,14	78,13
30	162,58	80,62
50	174,94	87,55
100	191,61	96,90
200	208,22	106,21
500	230,14	118,50
1000	246,71	127,79
5000	285,15	149,34
10.000	301,70	158,63

Fonte: CPH, 2011.

**Tabela 4.3-Quantisde precipitação adotados para a área de projeto.**

Duração	Valores de Chuvas Intensas (mm) – Estação Pluviométrica Represa de Miguelão										
	Tempo de Retorno TR (anos)										
	TR 2	TR 5	TR 10	TR 20	TR 25	TR 50	TR 100	TR 200	TR 500	TR 1.000	TR 10.000
5min	12,05	14,49	15,85	17,05	17,36	18,40	19,35	21,02	23,24	24,91	30,46
10min	18,87	23,54	26,29	28,58	29,22	31,15	32,84	35,69	39,44	42,28	51,71
15min	23,98	30,97	35,09	38,61	39,71	42,56	45,02	48,92	54,07	57,97	70,89
20min	27,39	35,56	40,50	44,75	45,95	49,55	52,54	57,10	63,11	67,65	82,73
25min	30,12	39,40	45,03	49,89	51,32	55,44	59,11	64,24	71,00	76,11	93,07
30min	32,51	42,74	48,93	54,52	56,07	60,83	65,08	70,72	78,17	83,80	102,48
1h	40,23	51,54	58,87	65,68	67,81	74,20	80,49	87,46	96,67	103,63	126,73
2h	50,01	64,67	74,34	83,48	86,42	95,42	104,13	113,16	125,07	134,08	163,96
4h	60,80	79,29	91,57	103,41	107,27	118,97	130,64	141,97	156,91	168,21	205,70
6h	67,62	88,33	102,13	115,44	119,63	132,83	145,93	158,58	175,27	187,89	229,77
8h	72,97	95,39	110,31	124,84	129,50	143,87	158,11	171,81	189,90	203,57	248,95
10h	77,51	101,09	116,98	132,24	137,12	152,33	167,42	181,94	201,09	215,57	263,62
12h	81,38	106,17	122,76	138,75	143,86	159,69	175,42	190,63	210,70	225,87	276,21
14h	84,90	110,75	127,92	144,65	149,85	166,31	182,59	198,42	219,30	235,09	287,50
24h	99,56	129,34	149,05	167,96	173,95	192,43	210,77	229,04	253,15	271,38	331,87

Fonte: CPH, 2011.

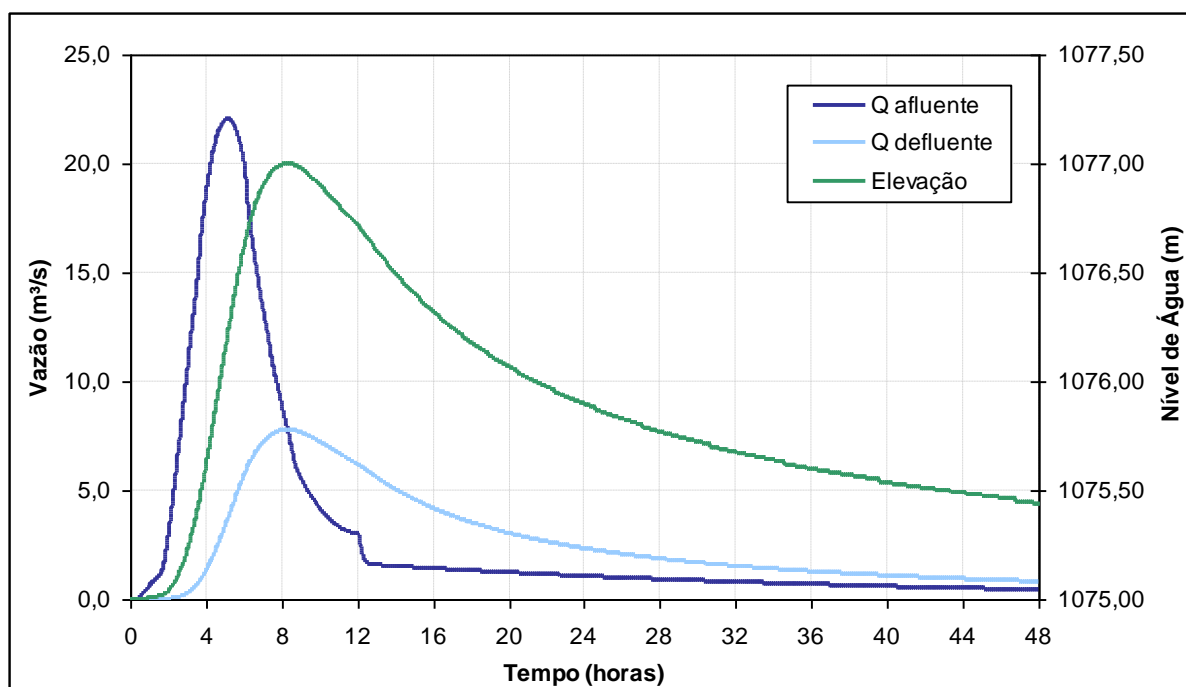
A avaliação do Trânsito de Cheia de Projeto no reservatório da Barragem Forquilha IV foi realizada utilizando o modelo de simulação hidrológica HEC-HMS (*Hydrologic Modeling System*), desenvolvido pelo *Hydrologic Engineering Center* do *U.S. Army Corps of Engineers*. O evento chuvoso crítico, com recorrência de 10.000 anos, que ocasiona a máxima vazão defluente no reservatório e, conseqüentemente, a máxima sobrelevação na estrutura está apresentado na Tabela 4.4.

**Tabela 4.4 - Vazão de projeto do sistema extravasor operacional da Barragem Forquilha IV.**

Dispositivo	TR (anos)	Duração Crítica (Horas)	Vazão Máxima Defluente (m <sup>3</sup> /s)	Sobrelevação Máxima (m)
Torre de Tomada d'água	10.000	12	<b>7,80</b>	2,00



A Figura 4.4 apresenta o Trânsito da Cheia de Projeto. A vazão de projeto foi obtida para a configuração em que o reservatório ainda apresenta um volume mínimo de amortecimento de cheias (CPH, 2011).



**Figura 4.4** -Trânsito da cheia gerada pela chuva decamilenar com duração de 12 horas. Fonte: CPH, 2011.

### 4.3 Dimensionamento do sistema extravasor operacional

As torres de tomada d'água foram concebidas como vertedouro tipo tulipa. No início do vertimento, com o nível d'água imediatamente acima da soleira, o escoamento é livre e a vazão de entrada é calculada pela equação (1.1), o coeficiente de descarga adotado foi igual a 1,7.

Posteriormente, com a elevação do nível d'água no reservatório, a entrada d'água passa a ser controlada pela equação (4.1) de descarga de orifício.

$$Q = C_d A \sqrt{2gh_o} \quad (4.1)$$

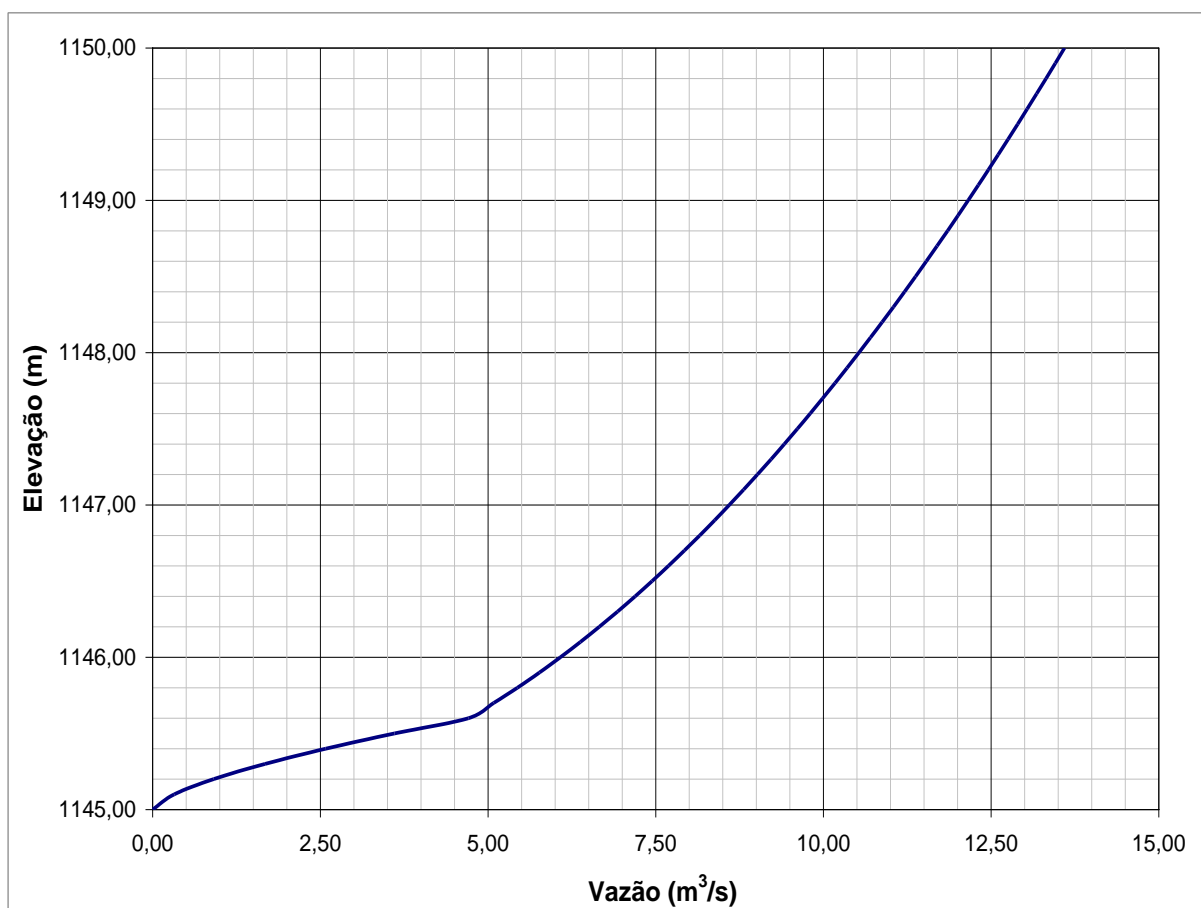
Em que:

$C_d$  é o coeficiente de descarga, igual a 0,61 (valor adotado - adimensional);

$A$  é a área da seção do poço de queda ( $m^2$ );

$h_o$  é a carga hidráulica (m) acima do poço de queda (Figura 3.2).

A tomada d'água será sempre realizada através de uma torre posicionada a 5,00 m abaixo da nova crista do barramento. A Figura 4.5 apresenta a curva de descarga considerando a fase final de alteamento com a torre posicionada na El. 1.145,00 m e a crista do barramento na El. 1.150,00 m.



**Figura 4.5** -Curva de descarga do Extravasor Operacional – Torre de Tomada D'água.  
(Soleira na El. 1.145,00 m)

Fonte: CPH, 2011.

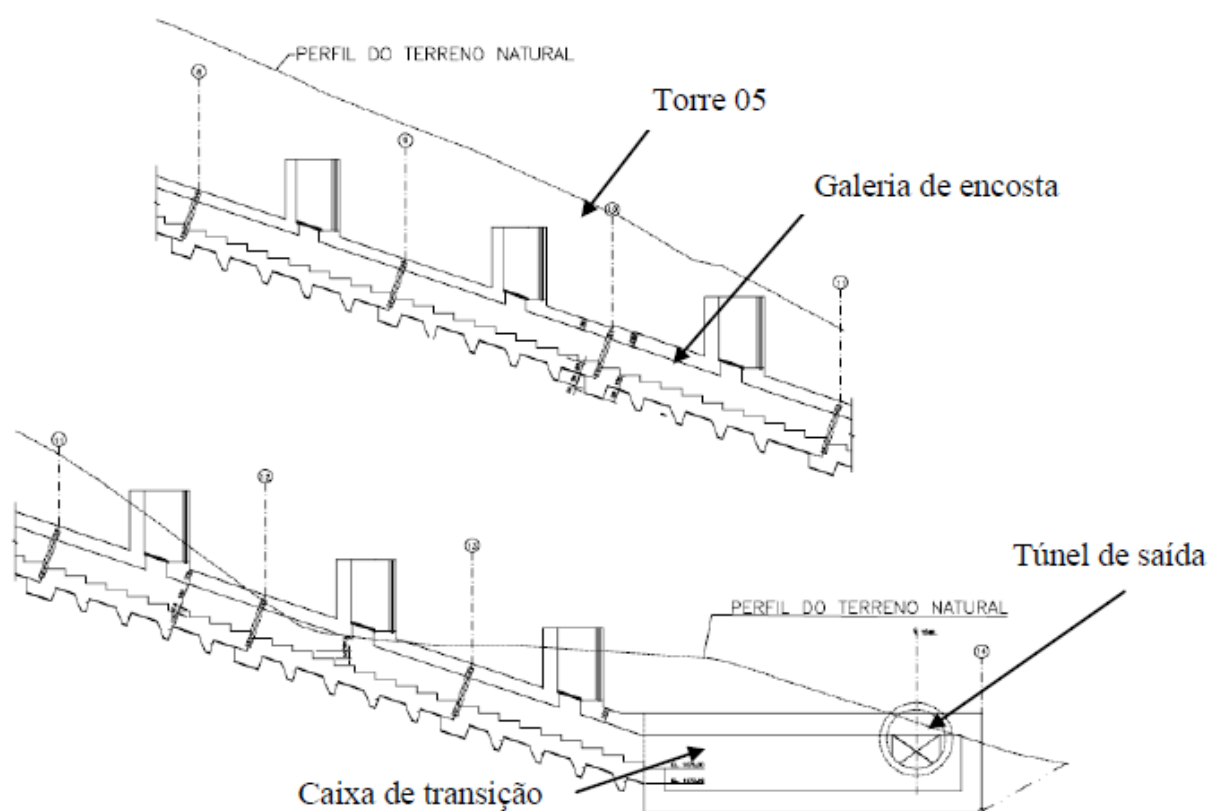
A galeria de encosta é conformada em degraus para dissipar parte da energia do escoamento em seu interior, atenuando assim, as velocidades do escoamento e a probabilidade de cavitação ao longo da estrutura, bem como os esforços na caixa de transição, localizada à

jusante. O escoamento ao longo da galeria de encosta foi avaliado segundo a metodologia de cálculo proposta por Matos e Quintela (1995).

A caixa de transição terá a função de dissipar a energia do escoamento proveniente da galeria de encosta, além de direcionar o fluxo para o túnel extravasor. A caixa foi concebida prevendo seu funcionamento como uma bacia de dissipação.

O dimensionamento foi realizado de forma a manter o ressalto hidráulico previsto no interior da caixa, evitando a propagação de um escoamento altamente turbulento para o interior do túnel. Desta forma, calculou-se a altura e comprimento do ressalto hidráulico gerado na estrutura a partir do escoamento da seção de jusante da galeria de encosta. Para isso, foi adotada a equação (3.4) da altura conjugada do ressalto hidráulico proposta por Bélanger (1828) e a equação empírica (3.24) para a determinação do comprimento do ressalto, proposta por Elevatorsky (1959).

A Figura 4.6 apresenta o perfil longitudinal das estruturas representadas no modelo físico reduzido do sistema extravasor operacional da Barragem Forquilha IV.



**Figura 4.6** -Perfil longitudinal das estruturas representadas no modelo físico.  
Fonte: CPH, 2011.

#### **4.4 Modelo físico**

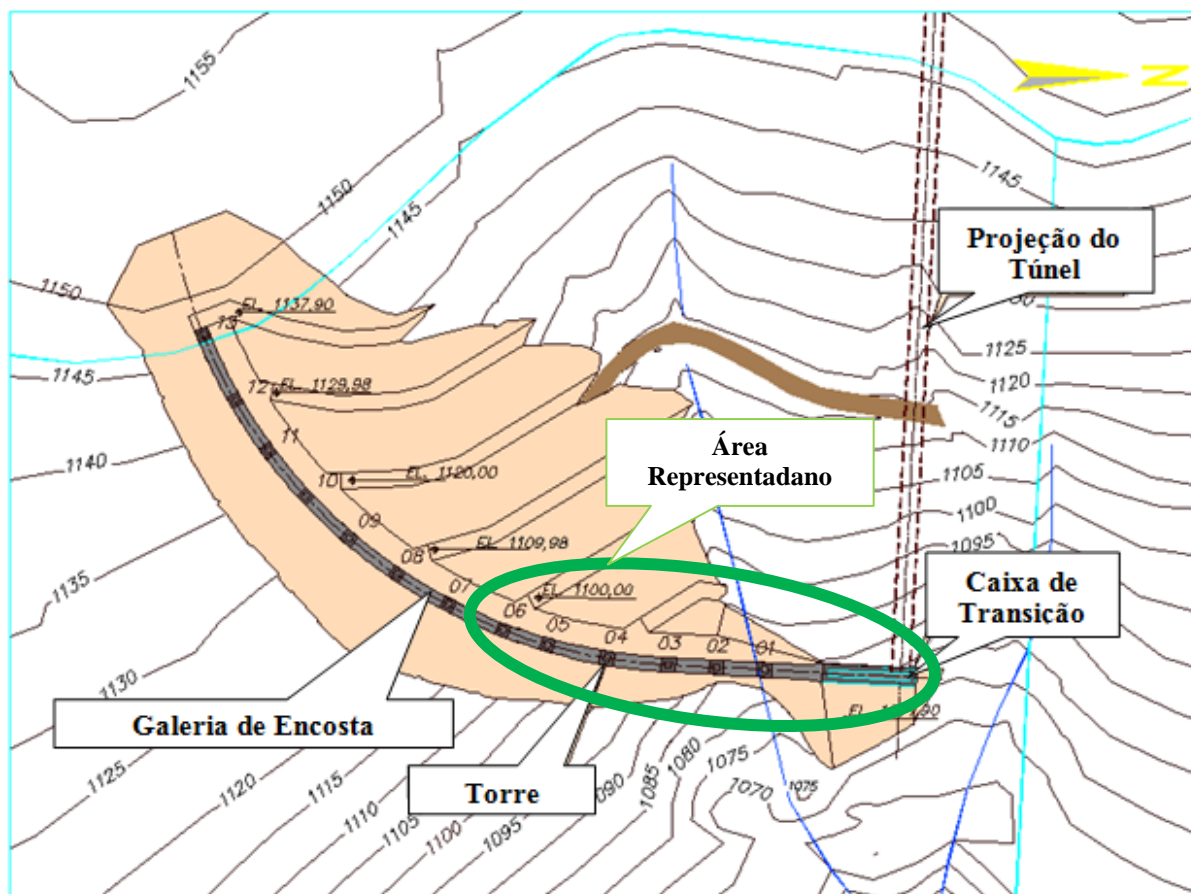
Devido à complexidade do sistema extravasor operacional em estudo e por se tratar de uma estrutura hidráulica singular, optou-se por um estudo em modelo físico reduzido, visando avaliar o desempenho da estrutura projetada frente a passagem da vazão de projeto.

O objetivo do uso do modelo físico reduzido consiste em verificar o dimensionamento hidráulico, visando garantir a segurança do empreendimento, bem como avaliar uma possível otimização da estrutura hidráulica.

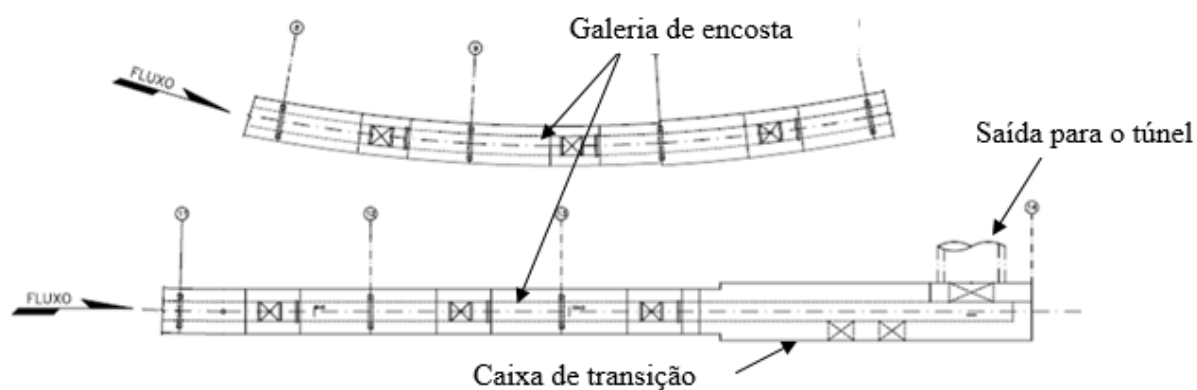
O sistema extravasor operacional da barragem de rejeitos Forquilha IV possui 13 torres de tomada d'água, no entanto, o modelo físico reduzido representa apenas as seis torres mais a jusante. A representação de seis torres decorre do fato de que, em uma extensão de aproximadamente 70 m de descida em degraus (valor de protótipo), o escoamento praticamente atinge a máxima dissipação de energia, bem como a uniformidade da lâmina aerada (água + ar).

A Figura 4.7 apresenta o arranjo geral do sistema extravasor operacional, sendo destacado pelo polígono em verde, as seis torres e a caixa de transição representadas no modelo físico.

A Figura 4.8 apresenta, em planta, as estruturas do modelo físico: seis torres de tomada d'água, galerias em degraus, caixa de transição e saída para o túnel.



**Figura 4.7** -Arranjo geral do sistema extravasor operacional da barragem Forquilha IV, destacando as seis torres e a caixa de transição representadas pelo modelo físico.  
 Fonte: Adaptado de TEIXEIRA *et al.*, 2015.



**Figura 4.8** -Planta das estruturas representadas no modelo físico.  
 Fonte: CPH, 2011.

O modelo foi construído em madeira. A conexão do modelo com o sistema de alimentação de água se deu por meio de mangotes flexíveis conectados a bombas centrífugas controladas por inversores de frequência. A impermeabilização inicial da madeira foi feita com Sika Top (que

consiste em um revestimento, semiflexível, impermeabilizante e protetor, bicomponente, à base de cimento, areias selecionadas e resina acrílica). Após a primeira passagem de água no modelo (Figura 4.9) verificaram-se pontos de vazamento e houve outra impermeabilização com Mset (um impermeabilizante elástico).



**Figura 4.9** -Primeira passagem de água para verificação de pontos de vazamentos.

Ao longo da execução do modelo reduzido foram realizadas diversas visitas ao CPH, e em todas elas houve registro fotográfico. A Figura 4.10 apresenta uma vista lateral do trecho curvo da galeria de encosta (raio de 13 m - dimensão de modelo) com as torres de tomada d'água, 03 a 06, já instaladas. A Figura 4.11 apresenta uma vista superior dos trechos curvo e reto da galeria de encosta ainda em construção.





**Figura 4.10**-Trecho curvo da galeria de encosta com as torres 03, 04, 05 e 06 – fase de construção.



**Figura 4.11** -Trechos reto e curvo da galeria de encosta – fase de construção.

O túnel de saída não faz parte do sistema que compõe o modelo físico reduzido, apenas o emboque do túnel de saída posicionado na parede lateral da caixa de transição. A intenção é verificar se não ocorre afogamento do emboque para a vazão de projeto do sistema extravasor operacional. O emboque consiste em uma abertura de 35 cm de largura e 25 cm de altura, e seção em forma de “U”.

A Figura 4.12 apresenta uma vista do emboque para o túnel de saída.



**Figura 4.12** -Vista da caixa de transição já com a implantação do emboque do túnel de saída – fase de construção.

A Figura 4.13, Figura 4.14 e Figura 4.15 ilustram vários ângulos do modelo já implantado.



**Figura 4.13** -Vista frontal do modelo hidráulico reduzido de sistema extravasor operacional da Barragem Forquilha IV.





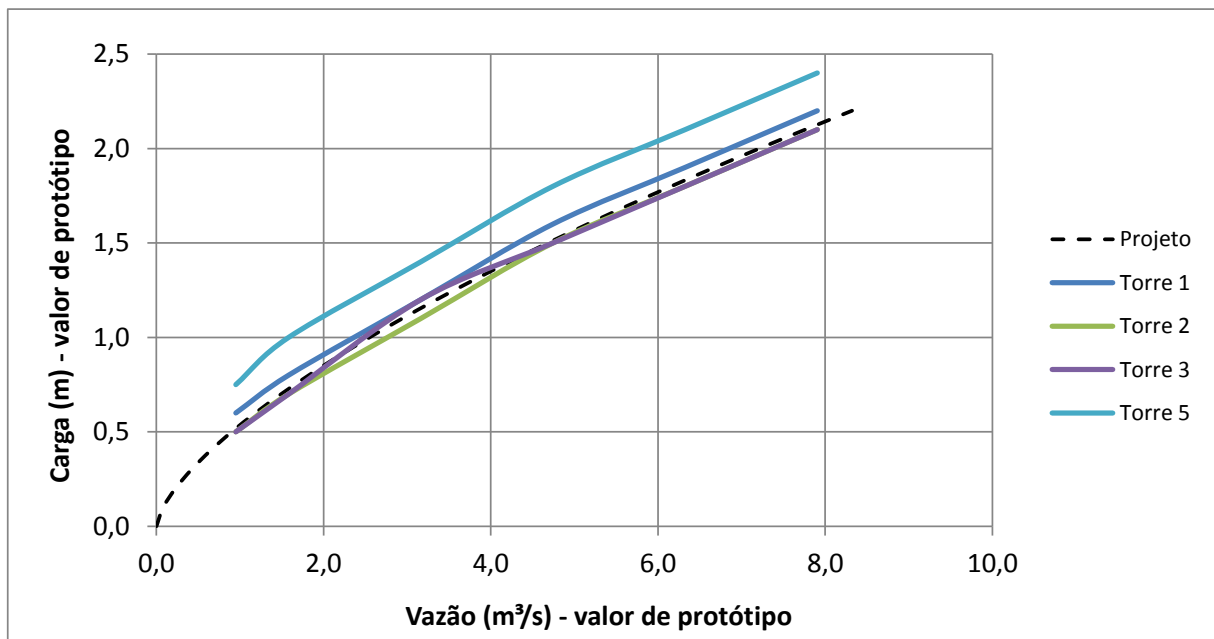
**Figura 4.14** -Vista lateral do modelo hidráulico reduzido de sistema extravasor operacional da Barragem Forquilha IV.



**Figura 4.15** -Vista frontal das torres de tomada d'água do modelo hidráulico reduzido de sistema extravasor operacional da Barragem Forquilha IV.

#### **4.5 Pesquisas realizadas no estudo de caso**

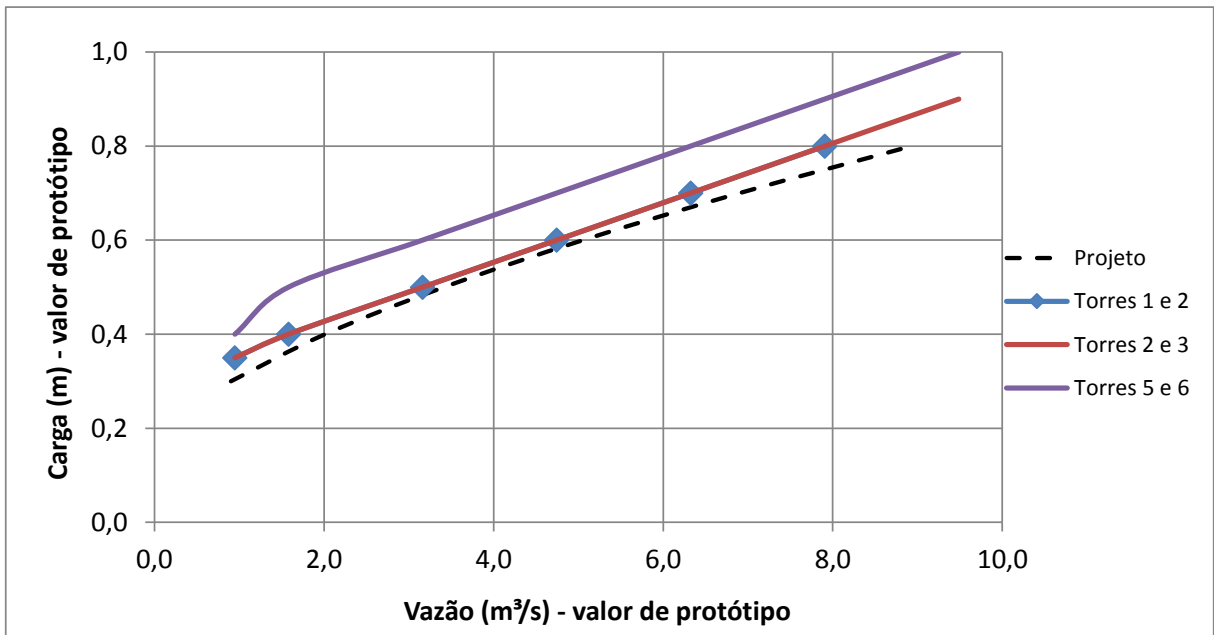
Teixeira *et al.* 2015 apresentam na Figura 4.16 uma comparação das curvas de descarga provenientes de testes no modelo reduzido do sistema extravasor operacional da Barragem Forquilha IV em que o fluxo ocorre apenas a partir da lateral de uma torre. Pode-se observar que as curvas são paralelas e apresentam boa aderência à descarga teórica, curva determinada no projeto pela equação (1.1). As diferenças de carga são cerca de 0,10 m, apenas a torre 5 apresentou diferença maior ( $\cong 0,20$  m). Isto se explica pela proximidade da torre com a tubulação de alimentação do fluxo do modelo, que provoca turbulência no vertimento, dificultando a leitura precisa do nível de água no interior do reservatório do modelo.



**Figura 4.16**-Curvas de descarga para a situação de entrada do escoamento pela lateral de uma torre.

Fonte: Adaptado de TEIXEIRA *et al.*, 2015.

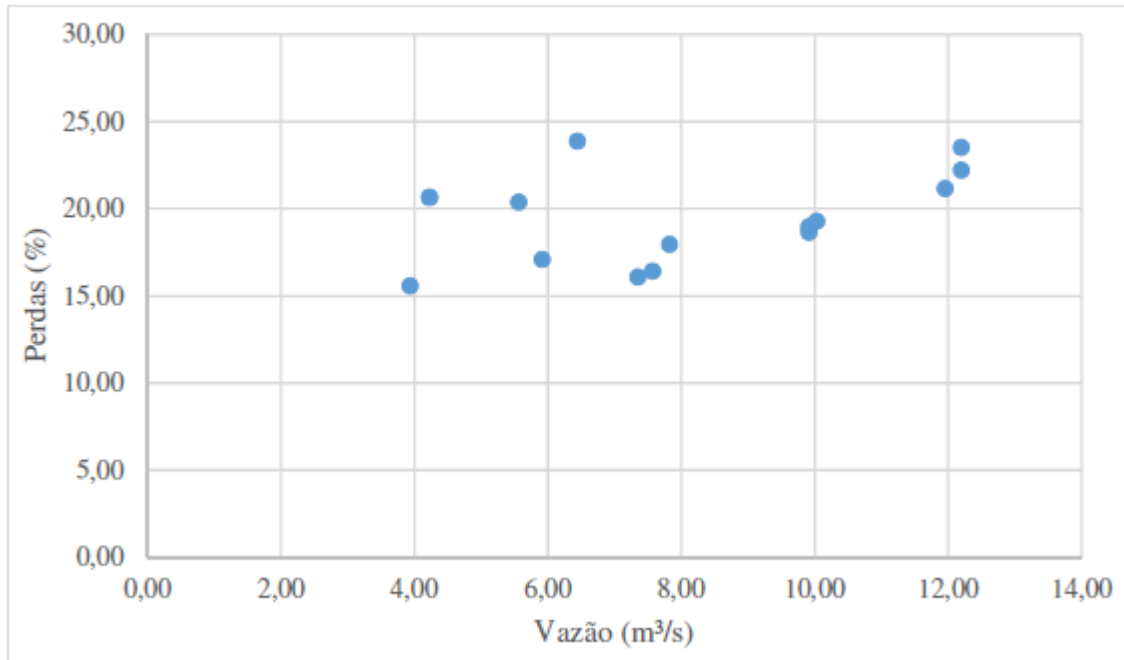
A Figura 4.17 apresenta uma comparação de curvas de descarga provenientes dos testes em que o fluxo ocorre através da soleira de uma torre e, simultaneamente, através da lateral da torre de montante. Os resultados para torres 1 e 2, bem como para torres 2 e 3, são ligeiramente mais elevados ( $\cong 0,05$  m) do que os valores teóricos calculados no projeto pela equação (1.1). Novamente, há uma exceção apresentada pelas torres 5 e 6, em que a curva de descarga ficou significativamente mais afastada dos valores teóricos ( $\cong 0,15$  m). Este fato também pode ser explicado pela proximidade das torres com a tubulação de fornecimento de fluxo do modelo, como acima referido.



**Figura 4.17-** Curvas de descarga para a situação de entrada do escoamento pela soleira de uma torre e lateral da torre subsequente.

Fonte: Adaptado de TEIXEIRA *et al.*, 2015.

Souza (2015) também realizou testes no modelo reduzido em estudo e a Figura 4.18 apresenta um resumo das suas análises a respeito da diferença na eficiência de uma torre operando sozinha e duas torres operando simultaneamente.

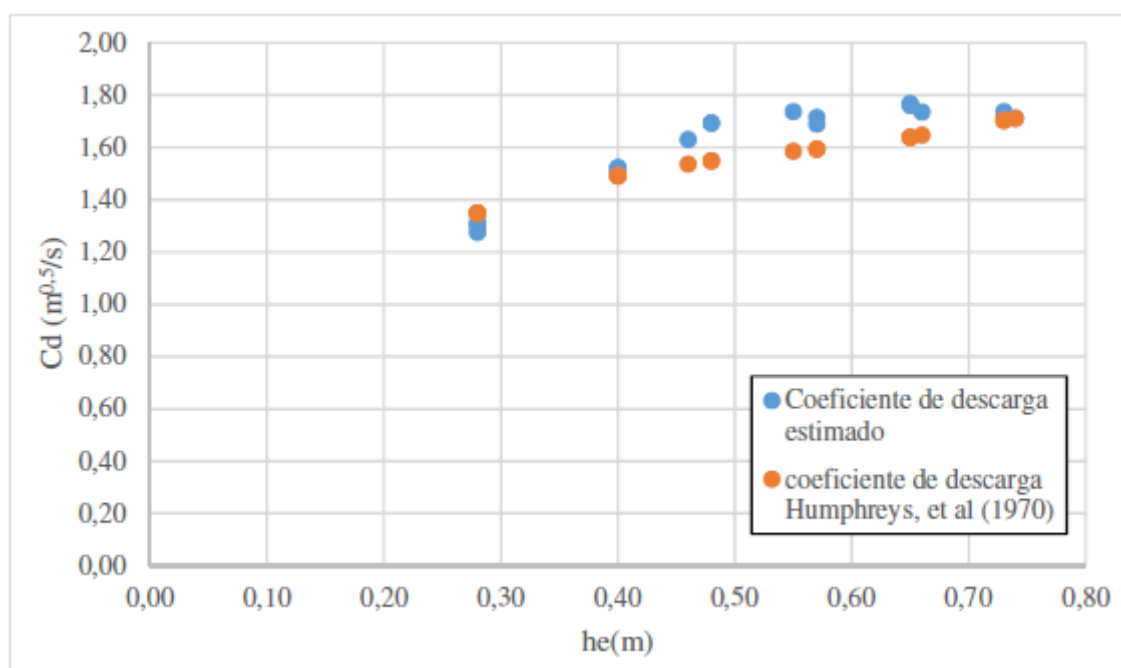


**Figura 4.18-** Redução da capacidade de descarga quando duas torres operam simultaneamente.

Fonte: SOUZA, 2015.

Analisando a Figura 4.18, observa-se que ocorre uma redução na capacidade de descarga do sistema extravasador quando as torres operam em conjunto, variando entre 15,6% e 23,9%, com valor médio de 19,5%. Porém, Souza (2015) destaca que houve grande dificuldade em estabelecer um padrão para contabilizar essa redução na descarga, pois os valores amostrados são muito sensíveis a pequenas variações na carga hidráulica ( $h_e$ ).

Souza (2015) também apresenta os coeficientes de descarga calculados para a torre 1 e compara com os valores obtidos nos ensaios realizados por Humphrey *et al.* (1970) *apud* Souza (2015) (Figura 4.19).



**Figura 4.19-** Comparação do coeficiente de descarga calculado a partir das equações de Humphrey *et al.* (1970), com os coeficientes de descarga estimados nesse estudo, para a torre 1.

Fonte: SOUZA, 2015.

## 5 MATERIAL E MÉTODOS

### 5.1 Modelagem física

A modelagem física é utilizada para representar algum objeto ou sistema, de forma que o seu acesso e uso sejam facilitados, com objetivo de entendê-lo e buscar respostas para diferentes situações.

O modelo reduzido é a representação do mesmo sistema em menor dimensão, mas com o comportamento semelhante. Para isso, os efeitos de escala e de laboratório não podem prejudicar os resultados.

O modelo hidráulico reduzido do sistema extravasor operacional da Barragem Forquilha IV apresenta escoamento livre para todas as vazões analisadas, por essa razão, optou-se por utilizar a Lei de Semelhança de Froude para transposição dos resultados para o protótipo.

A partir dos limites geométricos e dos equipamentos disponíveis no CPH definiu-se que a menor escala (maior modelo) que poderia ser utilizada para a construção do modelo seria 1:10, lembrando que o fluido (água) e a gravidade permanecem os mesmos. A partir daí verificou-se para a escala adotada (1:10) se o modelo seria adequado ou não.

A literatura recomenda que, para que não haja influência da tensão superficial, não deve haver medidas no modelo menores que 2 cm e os cálculos teóricos indicam que a menor lâmina d'água é igual a 30 cm, valor de protótipo, ou seja, 3 cm para o modelo de escala 1:10. Isso significa que o adimensional número de Weber do protótipo e do modelo não precisam ser iguais, portanto, a relaxação dos efeitos de tensão superficial não seria prejudicial aos resultados.

O número de Weber mínimo calculado foi sempre maior que 500, garantindo a representação do arraste de ar.

Para relaxação do adimensional número de Reynolds foi necessário verificar se o escoamento era turbulento rugoso, utilizando para isso, o critério de Rouse ou Zegzada, equação(5.1).

$$\frac{Re_m \sqrt{f_m} k_m}{4Rh_m} \geq 200 \quad (5.1)$$

Na qual:

$k_m$  é o coeficiente de rugosidade do modelo e pode ser calculado pelo coeficiente de rugosidade de Manning (n) a partir da equação (5.2);

$$k = (25,6n)^6 \quad (5.2)$$

$f_m$  pode ser calculado pela equação (5.3) de Colebrook-White;

$$\frac{1}{\sqrt{f_m}} = -2 \log \left( \frac{k_m}{12Rh_m} \right) \quad (5.3)$$

$Rh_m$  é o raio hidráulico do modelo;

$Re_m$  é o número de Reynolds do modelo e pode ser calculado a partir do número de Reynolds do protótipo e da escala do modelo ( $\lambda$ ), com o auxílio da equação (5.4):

$$Re_p = Re_m \lambda^{3/2} \quad (5.4)$$

O critério de Rouse foi verificado para todas as vazões ensaiadas e o escoamento se caracterizou como turbulento rugoso para todas elas, ou seja, conseguiu-se a minimização dos efeitos viscosos e a relaxação para a igualdade do número de Reynolds entre o protótipo e o modelo, o que não seria prejudicial aos resultados.

A partir de todas essas verificações decidiu-se que o modelo reduzido da barragem Forquilha IV seria um Modelo de Froude na escala geométrica 1:10.

As relações que governam a Lei de Semelhança de Froude (igualdade do Número de Froude entre protótipo e modelo) estão apresentadas a seguir (Julien, 2002):

$$\frac{L_p}{L_m} = \lambda; \frac{V_p}{V_m} = \sqrt{\lambda}; \frac{Q_p}{Q_m} = \sqrt{\lambda^5}; \frac{q_p}{q_m} = \sqrt{\lambda^3}; \frac{P_p}{P_m} = \lambda; \frac{t_p}{t_m} = \sqrt{\lambda}.$$

Em que:

$\lambda$  é a relação entre as dimensões geométricas entre o protótipo (p) e o modelo (m);

$L_p$  e  $L_m$  são os comprimentos (m);

$V_p$  e  $V_m$  são as velocidades (m/s);

$Q_p$  e  $Q_m$  são as vazões (m<sup>3</sup>/s);

$q_p$  e  $q_m$  são as vazões específicas (m<sup>2</sup>/s);

$P_p$  e  $P_m$  são as pressões (m.c.a.);

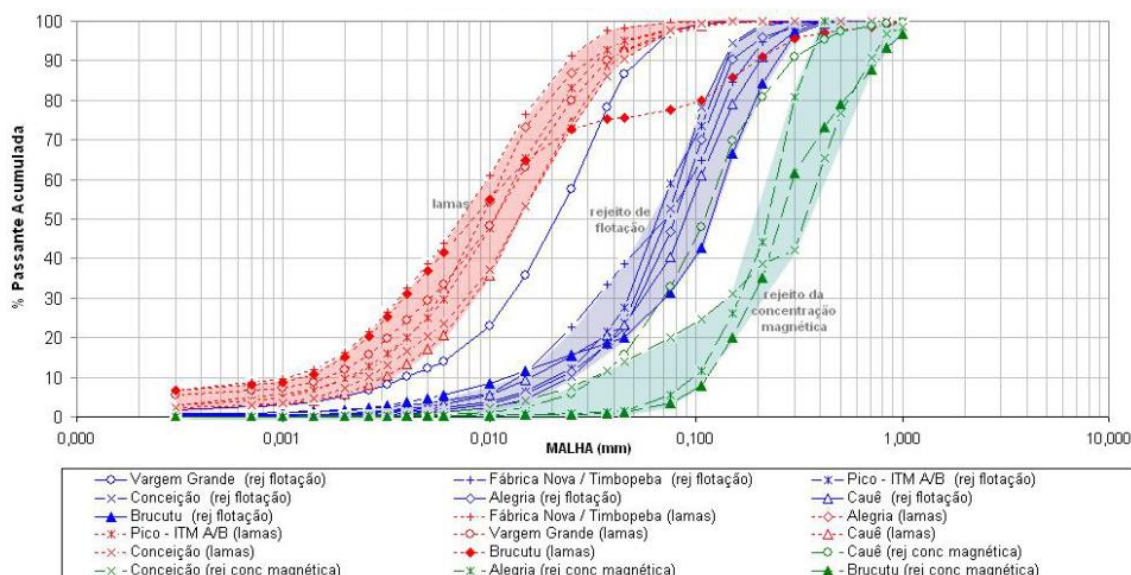
$t_p$  e  $t_m$  são os tempos (s).

A escolha do material para representar o rejeito depositado na caixa de transição foi realizada com base nos critérios de semelhança para modelos de fundo móvel.

A densidade prevista para os sólidos do rejeito produzido a partir da exploração do minério de ferro da planta de beneficiamento do Complexo de Fábrica é de 3,40 t/m<sup>3</sup> (CPH, 2011). Aplicando o fator de escala para essa densidade obtém-se 1,33 t/m<sup>3</sup> para a densidade relativa dos grãos do material ideal a ser utilizado para representar o rejeito nos ensaios no modelo físico.

Guimarães (2011) apresenta um resumo das extensões das faixas granulométricas predominantes nos principais rejeitos de minério de ferro do Quadrilátero Ferrífero (rejeitos de concentração magnética, rejeitos de flotação e lamas), conforme Figura 5.1.





**Figura 5.1** -Faixas granulométricas de rejeitos de minério de ferro do Quadrilátero Ferrífero. Fonte: Guimarães, 2011.

A partir da Figura 5.1 verifica-se um diâmetro médio para cada tipo de rejeito: 0,01 mm (lamas), 0,08 mm (rejeitos de flotação) e 0,25 mm (rejeitos de concentração magnética). Aplicando os fatores de escala obtém-se os respectivos diâmetros que representariam esses três tipos de rejeitos no modelo físico em estudo: 0,02 mm, 0,15 mm e 0,48 mm.

A dificuldade de encontrar o material ideal para representar o rejeito nos testes do modelo reduzidolevou à adoção de três materias distintos: areia média, brita 0 e brita1. Os materiais utilizados foram caracterizados quanto à granulometria e densidade.

A Tabela 5.1 apresenta um resumo dos resultados obtidos e o Anexo I apresenta os resultados completos das análises dos materiais.

**Tabela 5.1** - Resumo das características dos três materiais utilizados para representar o assoreamento na caixa de transição do modelo.

Material	Diâmetro médio (mm)	Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )
Areia média	0,4	2,58
Brita 0	6,4	2,71
Brita 1	21,1	2,65
Ideal teórico	0,02 < d < 0,48	1,33

A análise dos resultados da caracterização dos materiais utilizados apresentados na Tabela 5.1 mostra que nenhum dos três materiais adotados atendem ao mesmo tempo a densidade e o diâmetro ideal calculados para representar o rejeito de minério de ferro.

## 5.2 Dimensionamento do modelo

O modelo reduzido em estudo é composto pelas seguintes estruturas hidráulicas (as dimensões apresentadas se referem aos valores do modelo):

- Torres de emboque (seis torres com seção interna quadrada de 15 cm e altura de 50 cm);
- Galeria de encosta em degraus (seção interna retangular de 15 cm de largura x 18 cm de altura, extensão de 9 m, declividade de 34%, altura do degrau de 5 cm);
- Caixa de transição (seção retangular de 15 cm de largura x 41 cm de altura, extensão de 2,15 m), e;
- Saída para o túnel de restituição (seção arco-retângulo de 35 cm x 25 cm).

A Tabela 5.2 ilustra um resumo das dimensões do sistema extravasor operacional da Barragem Forquilha IV, valores de protótipo e valores de modelo. Os valores de modelo equivalem a um décimo dos valores de protótipo ( $L_m = L_p / \lambda$ ), concordando com o que foi apresentado anteriormente, pois esse é um modelo de Froude na escala geométrica 1:10.

**Tabela 5.2** - Resumo das características do sistema extravasor operacional da Barragem Forquilha IV- Modelo de Froude - escala geométrica 1:10.

<b>Galeria de Encosta</b>		
Dimensões	Valores de Protótipo	Valores de Modelo
Altura do Degrau (m)	0,5	0,05
Largura (m)	1,5	0,15
Altura (m)	1,8	0,18
<b>Torres</b>		
Dimensões	Valores de Protótipo	Valores de Modelo
Seção interna (m x m)	1,5 x 1,5	0,15 x 0,15
Altura (m)	5	0,5
<b>Caixa de Transição</b>		
Dimensões	Valores de Protótipo	Valores de Modelo
Comprimento (m)	21,5	2,15
Largura (m)	1,5	0,15
Altura (m)	4,1	0,41
<b>Emboque Túnel (Seção Tipo Ferradura)</b>		
Dimensões	Valores de Protótipo	Valores de Modelo
Largura Máxima (m)	3,5	0,35
Altura Máxima (m)	2,5	0,25

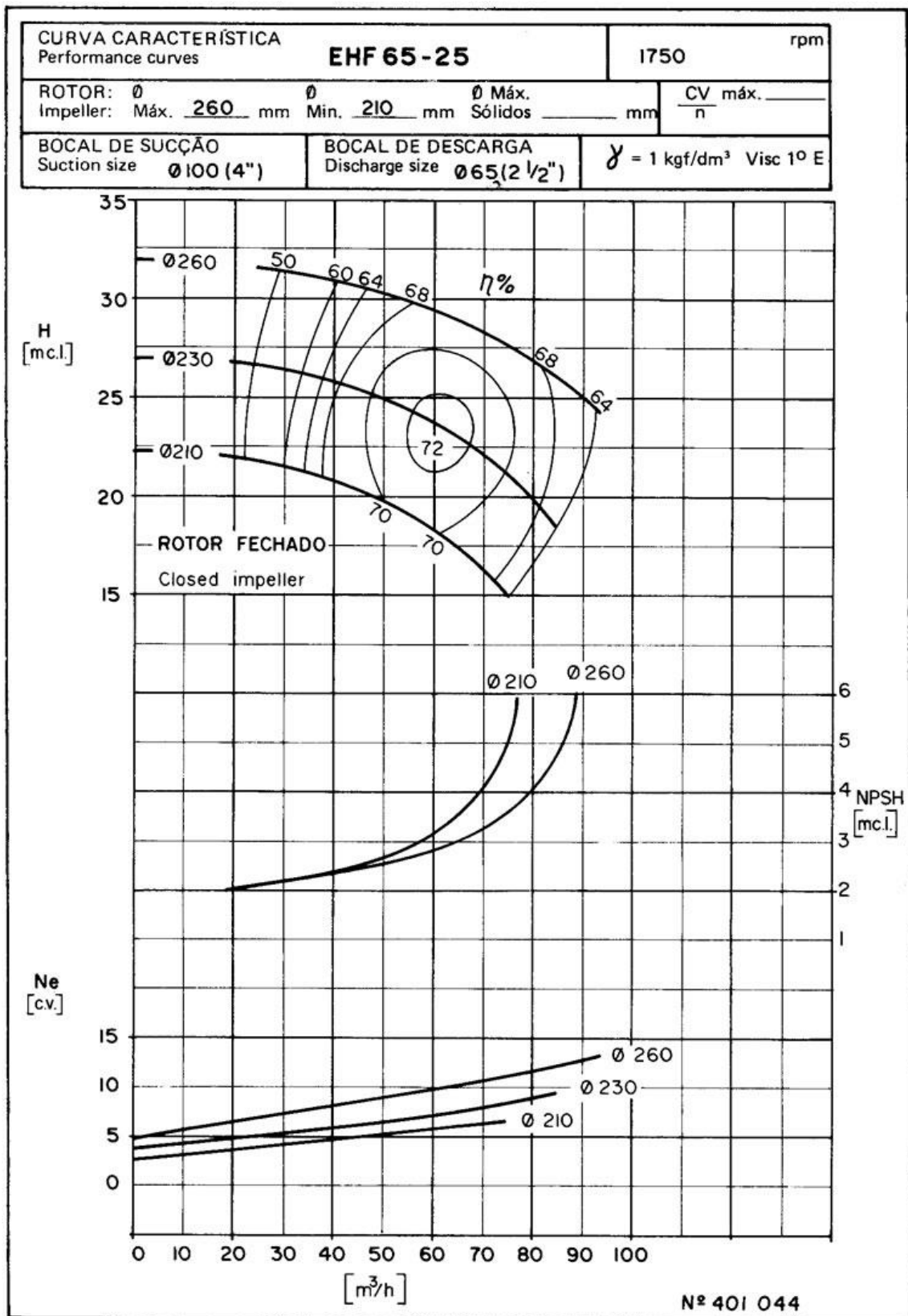
### 5.3 Estação de bombas

A estação de bombas disponível no CPH para esse estudo possui capacidade de simular hidrógrafas de pouco mais que 30 L/s de vazão de pico, a vazão de projeto do protótipo é de 7,91 m<sup>3</sup>/s, valor este que representa para um modelo de Froude de escala geométrica 1:10, vazão de 25L/s.

O circuito hidráulico disponível no CPH para a realização dos testes no modelo reduzido é composto por duas bombas de 10 cv cada, marca EHF, modelo 65-25, rotor de 260 mm, rotação nominal 1750 rpm. A Figura 5.2 apresenta uma foto da estação de bombeamento e a Figura 5.3 apresenta as curvas das bombas fornecidas pelo fabricante.



Figura 5.2 -Estação de bombeamento.



**Figura 5.3** -Curvas características da bomba EHF 65-25.

Fonte: EH Bombas.

Os principais componentes dessa estação de bombas estão descritos a seguir (NASCIMENTO *et al.*, 2009):

- Duas turbobombas de 10 cv cada, marca EHF modelo 65-25; rotor de 260mm, motor trifásico, rotação nominal 1750rpm;
- Dois manômetros faixa de 0 a 10 kgf/cm<sup>2</sup>, marca Woler, valor de divisão 0,5kgf/cm<sup>2</sup>, resolução aparente 0,1kgf/cm<sup>2</sup>;
- Dois manovacuômetros – 1 a 1kgf/cm<sup>2</sup> marca MTR, resolução de 0,02kgf/cm<sup>2</sup> (ou 2kPa);
- Medidor de vazão eletromagnético Endress+Hauser, erro máximo  $E_{m\acute{a}x} / Q$  da ordem de 0,6% do valor indicado;
- Cinco válvulas de gaveta manuais de 3”;
- Uma válvula de gaveta motorizada de 4”;
- Dois variadores de frequência marca WEG CFW09.

A variação das vazões produzidas pelas bombas até a vazão máxima foi realizada com o uso de inversor de frequência. A montagem do sistema conta com um medidor de vazões eletromagnético que relaciona a frequência à vazão recalçada.

## **5.4 Ensaios realizados**

### **5.4.1 Fundo fixo**

Os ensaios de fundo fixo não representam o assoreamento na caixa de transição, para estes ensaios, foram realizadas medições em laboratório para verificar as características do ressalto hidráulico formado a jusante da galeria de encosta. Em cada ensaio foi medido o comprimento total do ressalto hidráulico ( $L_{\text{Ressalto}}$ ), a profundidade à montante do ressalto ( $y_1$ ) e a profundidade à jusante do ressalto ( $y_2$ ).

Dentro da proposta deste trabalho duas situações foram selecionadas para realização dos ensaios (Figura 5.4):

- Situação de entrada do escoamento pela lateral da primeira torre;
- Situação de entrada do escoamento pela soleira da primeira torre e lateral da segunda torre.



**Figura 5.4** -Fotos ilustrativas das duas situações ensaiadas.

A maior dificuldade encontrada na coleta dos dados se deu nas medições das profundidades rápidas ( $y_1$ ) dos ressaltos devido à singularidade do conjunto e pela oscilação do fenômeno hidráulico. Os ressaltos vistos nos ensaios afogaram o escoamento supercrítico formado no pé da galeria de encosta (Figura 5.5) e isso dificultou a medição da profundidade a montante do ressalto ( $y_1$ ), por essa razão, o  $y_1$  foi medido no final da galeria em degraus.

A Figura 5.5 ilustra a localização dos parâmetros medidos, o  $y_2$  foi medido no final da caixa de transição e o comprimento do ressalto do início da caixa de transição até o ponto em que se observa uma diminuição significativa de bolhas de ar.



**Figura 5.5** -Caixa de transição -situação de entrada do escoamento pela lateral da Torre 1 para uma vazão de 15 l/s.

Fonte: CPH, 2011.

A Tabela 5.3 apresenta as vazões simuladas para cada uma das duas situações ensaiadas. A vazão destacada em negrito corresponde ao tempo de retorno de 10.000 anos.

**Tabela 5.3 - Vazões ensaiadas no modelo reduzido – fundo fixo.**

Ensaio	Vazões (valores de protótipo)	Vazões (valores de modelo)
1) Torre 01	3,16 m <sup>3</sup> /s	10 l/s
	4,74 m <sup>3</sup> /s	15 l/s
2) Torres 01 e 02	6,32 m <sup>3</sup> /s	20 l/s
	<b>7,91 m<sup>3</sup>/s</b>	<b>25 l/s</b>
	9,49 m <sup>3</sup> /s	30 l/s

#### 5.4.2 Fundo móvel

Os ensaios em fundo móvel foram realizados para simular um possível assoreamento até a soleira do túnel da caixa de transição. Esse ensaio teve como objetivo avaliar a necessidade de limpeza da caixa frente um eventual assoreamento que pode ser causado por um evento extremo ou por algum problema na operação do sistema extravasor, e avaliar as consequências deste assoreamento no comportamento do escoamento no interior da caixa.

Nos ensaios realizados para situação de entrada do escoamento pela lateral da primeira torre, foram utilizados os três materiais citados no item 5.1 e, para cada material foi simulado o hidrograma de projeto apresentado na Figura 4.4 (“Q defluente”).

Para simular esse hidrograma com os equipamentos disponibilizados no CPH, dividiu-se o hidrograma em sete colunas de vazões em intervalos de tempo representativos dos trechos iniciais e finais. Aplicou-se os fatores de escala para as vazões e tempos e obteve-se os valores apresentados na Tabela 5.4.

**Tabela 5.4 – Hidrograma calculado para os ensaios no modelo reduzido de fundo móvel.**

Tempo acumulado (min)	Intervalo de tempo por vazão (min)	Vazão(l/s)
0	11	10
11	11	15
22	11	20
33	11	25
44	15	20
59	15	15
74	15	10
89	-	Fim



## 6 RESULTADOS

### 6.1 Ensaios de fundo fixo

As tabelas a seguir (Tabela 6.1 e Tabela 6.2) apresentam os resultados obtidos nos ensaios de fundo fixo e os resultados teóricos utilizados na concepção do projeto do protótipo, obtidos a partir das equações (3.4), (3.5) e (3.24).

**Tabela 6.1** - Resumo dos resultados teóricos e dos ensaios realizados para a situação de entrada do escoamento pela lateral da Torre 1.

Ensaio	Vazões (valores de protótipo)	Vazões (valores de modelo)	Resultados teóricos (valores de modelo)			Resultados obtidos nos ensaios (valores de modelo)		
			$L_{\text{Ressalto}}$ (m)	$y_1$ (m)	$y_2$ (m)	$L_{\text{Ressalto}}$ (m)	$y_1$ (m)	$y_2$ (m)
Torre 01	3,16 m <sup>3</sup> /s	10 l/s	0,97	0,03	0,17	1,56	0,02	0,26
	4,74 m <sup>3</sup> /s	15 l/s	1,31	0,04	0,23	1,60	0,03	0,29
	6,32 m <sup>3</sup> /s	20 l/s	1,59	0,05	0,28	1,80	0,05	0,32
	7,91 m <sup>3</sup> /s	25 l/s	1,79	0,06	0,32	não cabe	0,06	0,35<x<0,41 <sup>(1)</sup>
	9,49 m <sup>3</sup> /s	30 l/s	2,14	0,06	0,37	não cabe	0,07	0,38<x<0,41 <sup>(1)</sup>

Nota (1): Profundidade oscilante medida no final da caixa de transição, mas não representa o  $y_2$ , já que o ressalto não termina na caixa.

**Tabela 6.2** - Resumo dos resultados teóricos e dos ensaios realizados para a situação de entrada do escoamento pela soleira da Torre 01 lateral da Torre 02.

Ensaio	Vazões (valores de protótipo)	Vazões (valores de modelo)	Resultados teóricos (valores de modelo)			Resultados obtidos nos ensaios (valores de modelo)		
			$L_{\text{Ressalto}}$ (m)	$y_1$ (m)	$y_2$ (m)	$L_{\text{Ressalto}}$ (m)	$y_1$ (m)	$y_2$ (m)
Torres 01 e 02	3,16 m <sup>3</sup> /s	10 l/s	0,97	0,03	0,17	1,54	0,02	0,26
	4,74 m <sup>3</sup> /s	15 l/s	1,24	0,04	0,22	1,80	0,04	0,31
	6,32 m <sup>3</sup> /s	20 l/s	1,52	0,05	0,27	1,88	0,05	0,30
	7,91 m <sup>3</sup> /s	25 l/s	1,86	0,05	0,32	não cabe	0,04	0,31<x<0,41 <sup>(1)</sup>
	9,49 m <sup>3</sup> /s	30 l/s	2,07	0,06	0,36	não cabe	0,08	0,35<x<0,41 <sup>(1)</sup>

Nota (1): Profundidade oscilante medida no final da caixa de transição, mas não representa o  $y_2$ , já que o ressalto não termina na caixa.

Para os ensaios de 25 l/s (vazão de projeto) e 30 l/s o comprimento da caixa de transição não foi suficiente para o completo desenvolvimento do ressalto, entretanto, isso não comprometeu a estrutura pois a mudança de direção do escoamento ocorreu sem o funcionamento afogado da caixa.

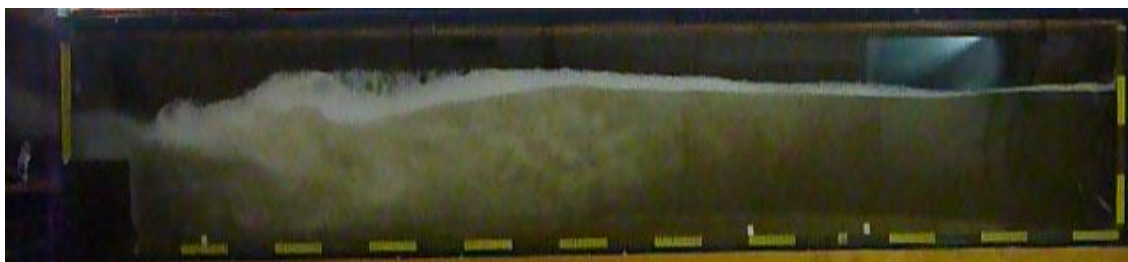
A caixa de transição não tem a função de dissipar completamente a energia do escoamento efluente da galeria de encosta, tendo em vista que o escoamento irá verter para o túnel de declividade supercrítica e novamente ganhará energia.



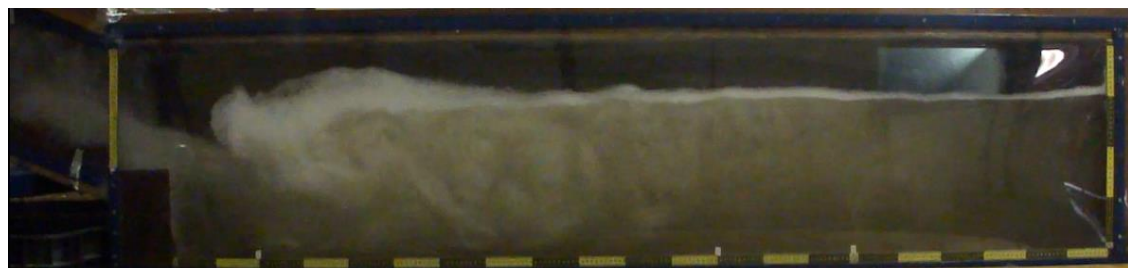
A Figura 6.1 e a Figura 6.2 mostram fotografias dos ensaios realizados para as cinco vazões das duas situações ensaiadas.



a) Vazão de 10 l/s



b) Vazão de 15 l/s



c) Vazão de 20 l/s



d) Vazão de 25 l/s (decimilena)

**Figura 6.1** - Ressalto hidráulico formado no modelo reduzido Forquilha IV situação de entrada do escoamento pela lateral de Torre 1. (Continuação)



e) Vazão de 30 l/s

**Figura 6.1** -Ressalto hidráulico formado no modelo reduzido Forquilha IV situação de entrada do escoamento pela lateral de Torre 1.



a) Vazão de 10 l/s

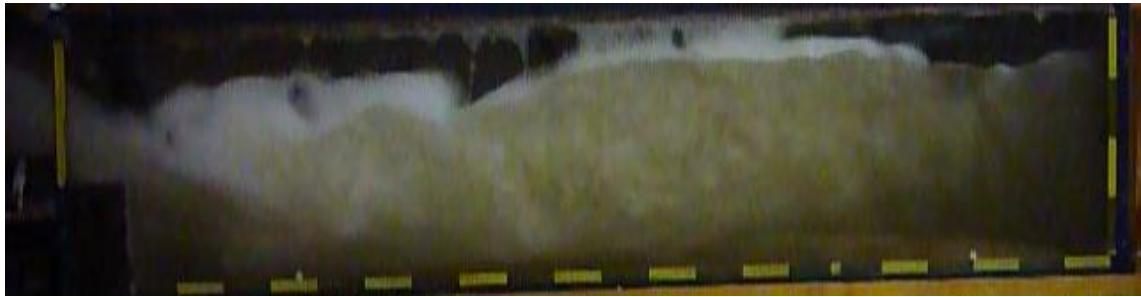


b) Vazão de 15 l/s



c) Vazão de 20 l/s

**Figura 6.2** - Ressalto hidráulico formado no modelo reduzido Forquilha IV situação de entrada do escoamento pela soleira da Torre 01 lateral da Torre 02.  
(Continuação)



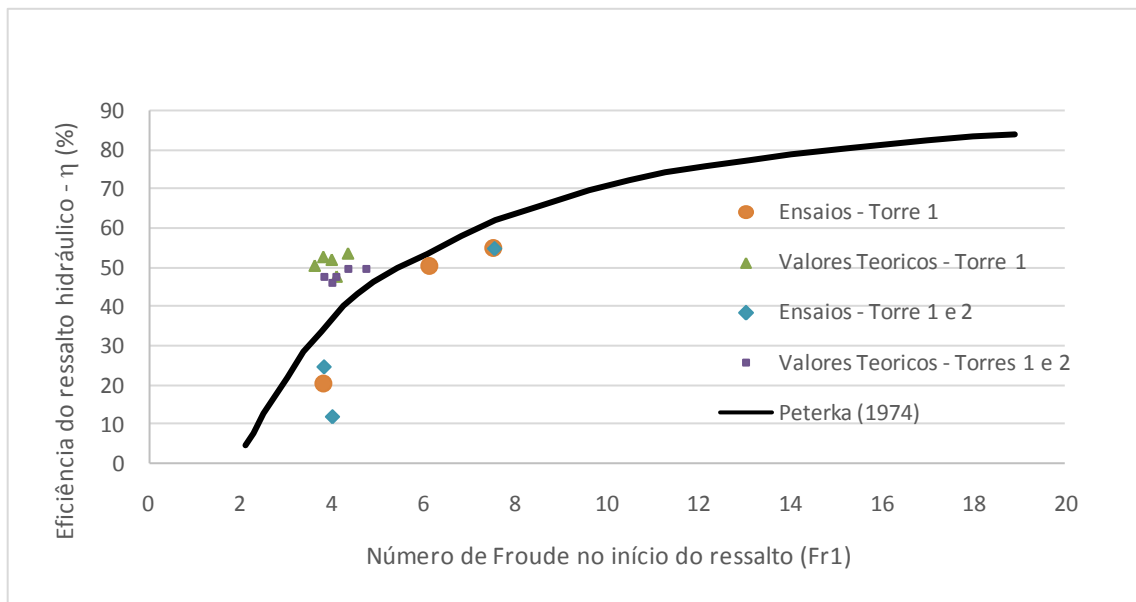
d) Vazão de 25 l/s (decamilênar)



e) Vazão de 30 l/s

**Figura 6.2** - Ressalto hidráulico formado no modelo reduzido Forquilha IV situação de entrada do escoamento pela soleira da Torre 01 lateral da Torre 02.

A Figura 6.3 relaciona o número de Froude de montante ( $Fr_1$ ) com a eficiência do ressalto hidráulico ( $\eta$ ), que representa a comparação entre a energia total dissipada ( $H_t$ ) e a energia inicialmente disponível na seção de montante do ressalto ( $E_1$ ). As equações (3.37) e (3.39) apresentam o cálculo do parâmetro  $\eta$ .



**Figura 6.3-** Eficiência do ressalto hidráulico formado no modelo reduzido da barragem de rejeitos Forquilha IV.

Percebe-se que a Figura 6.3 apresenta apenas três pontos para cada situação ensaiada, o que se deve ao fato do ressalto não ter se desenvolvido completamente para as vazões de 25 e 30 l/s, não permitindo o cálculo do parâmetro  $\eta$ .

A curva obtida por Peterka (1974), apresentada na Figura 6.3, correlaciona a eficiência do ressalto hidráulico formado à jusante de comporta com o número de Froude da seção de montante ( $Fr_1$ ). Percebe-se que a eficiência da dissipação se eleva conforme o aumento do número de Froude, porém, para valores de Froude maiores que 4 o aumento da eficiência do ressalto passa a ser em menor intensidade.

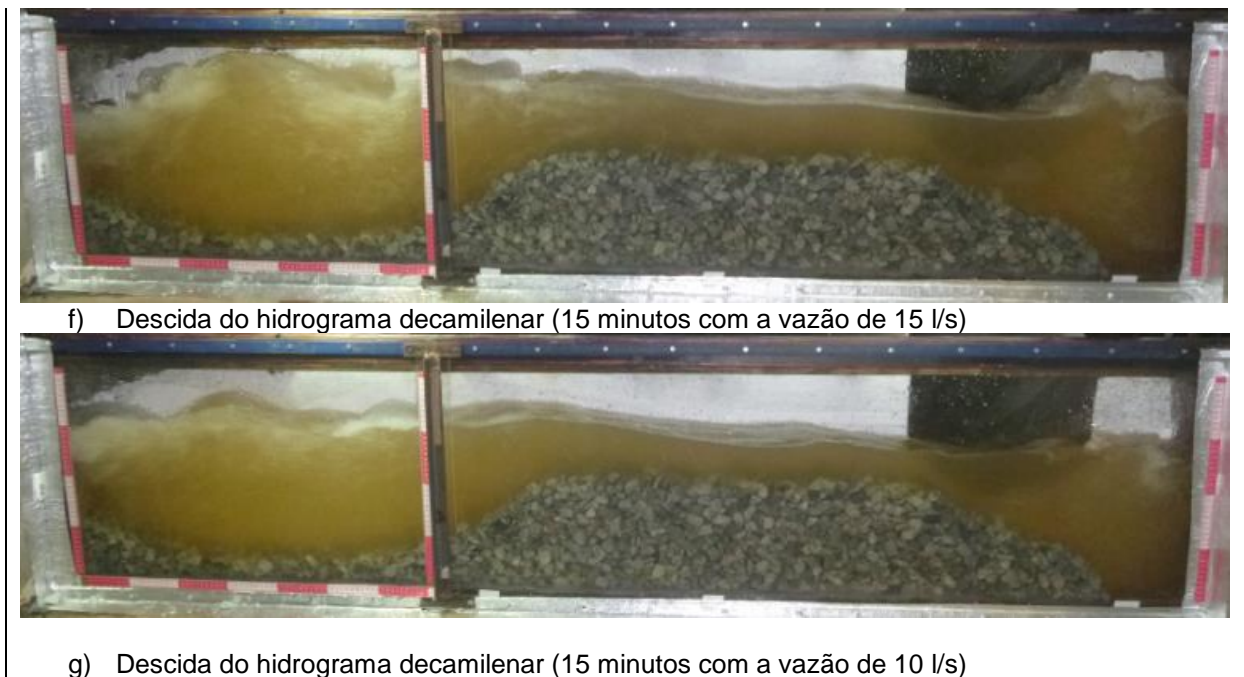
## **6.2 Ensaio de fundo móvel**

A Figura 6.4, Figura 6.5 e Figura 6.6 apresentam as fotografias obtidas nos ensaios de fundo móvel com brita 1, brita 0 e areia média, respectivamente.

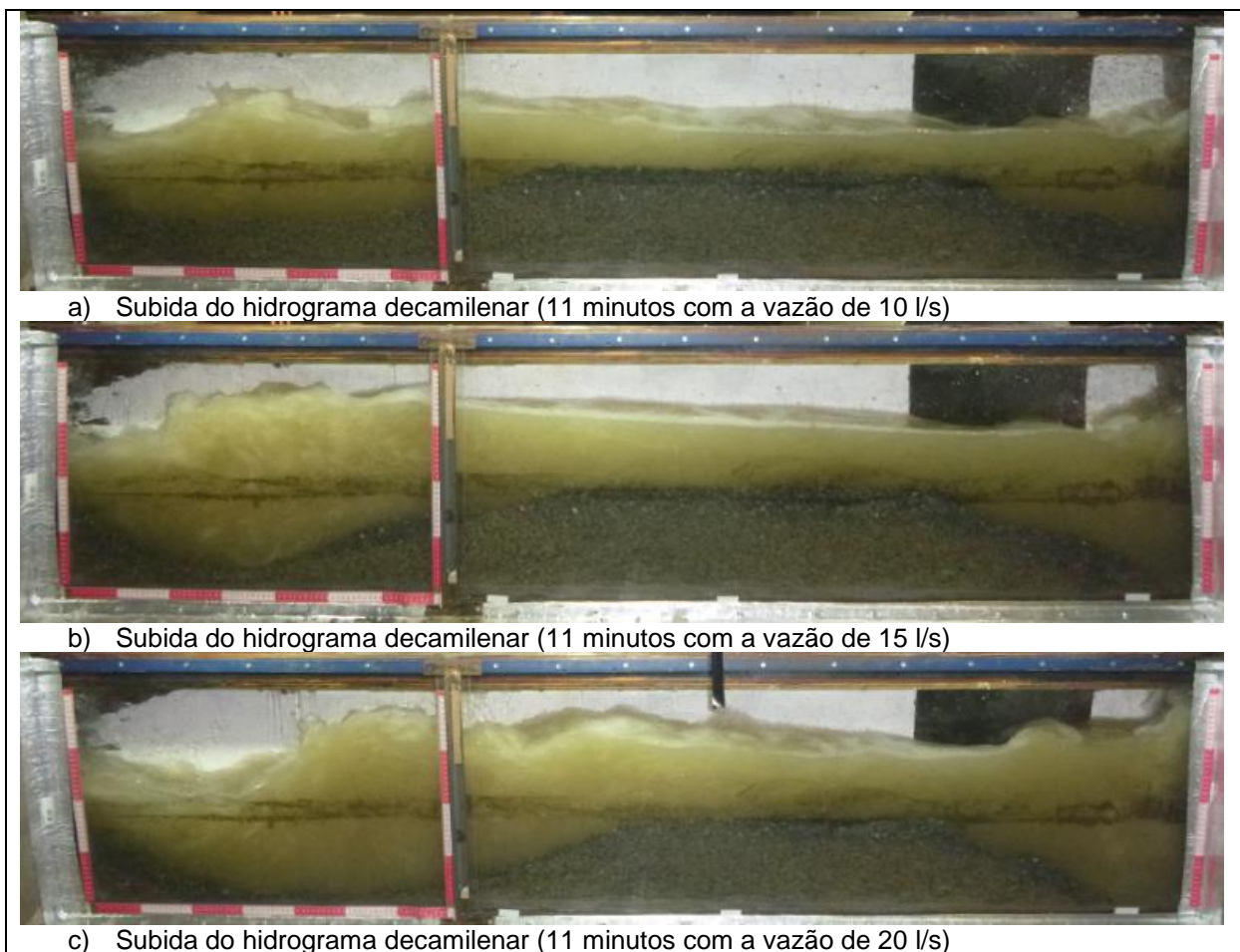




**Figura 6.4** - Simulação do hidrograma decamilenar com a caixa de transição assoreada com brita 1 até a soleira do túnel. (Continuação)

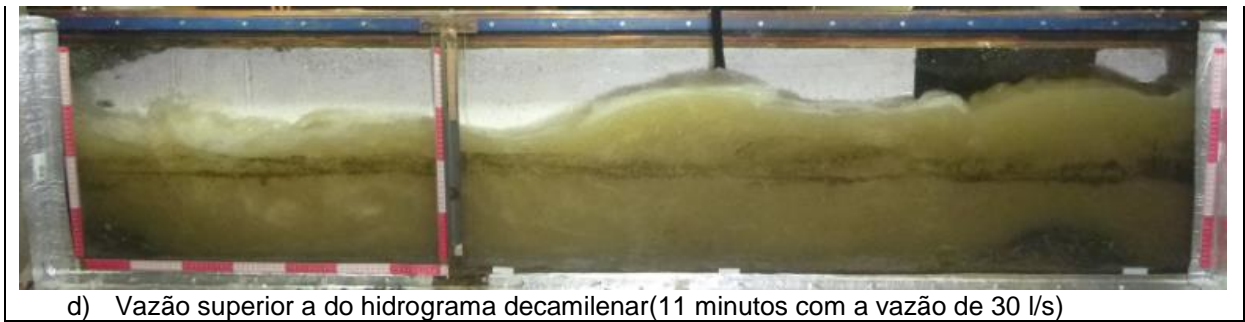


**Figura 6.4** - Simulação do hidrograma decamilenar com a caixa de transição assoreada com brita 1 até a soleira do túnel.



**Figura 6.5** - Simulação do hidrograma superior ao decamilenar com a caixa de transição assoreada com brita 0 até a soleira do túnel. (Continuação)





**Figura 6.5** -Simulação do hidrograma superior ao decamilenar com a caixa de transição assoreada com brita 0 até a soleira do túnel.



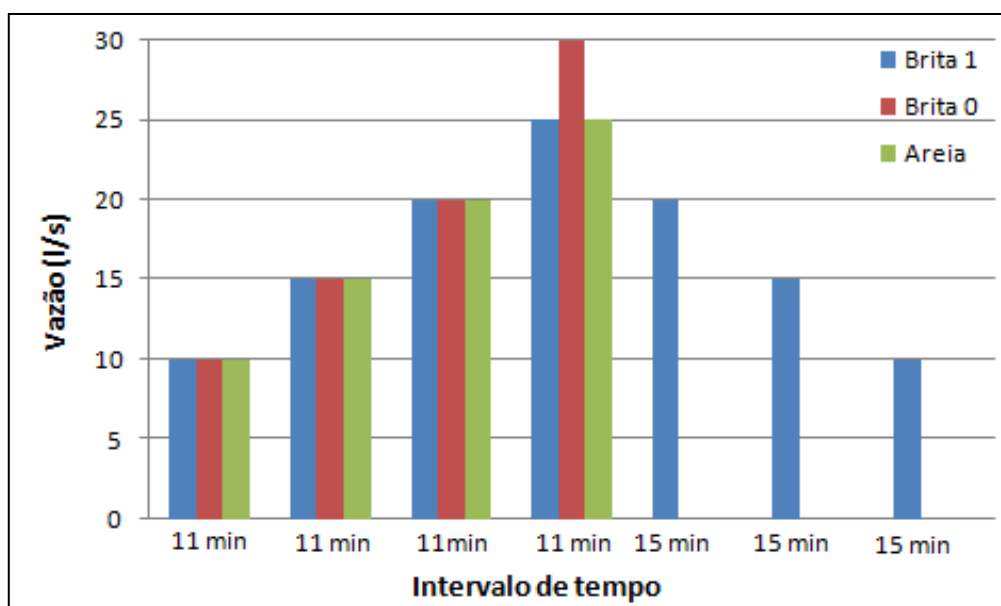
**Figura 6.6** -Simulação do hidrograma decamilenar com a caixa de transição assoreada com areia até a soleira do túnel.

No ensaio realizado com brita 1 (Figura 6.4) o hidrograma simulado carreou aproximadamente 40% do material, mas nota-se que apesar da parcial obstrução da caixa de transição o sistema extravasor foi capaz de drenar o hidrograma simulado com segurança.

O hidrograma simulado no ensaio realizado com brita 0 (Figura 6.5), por falha humana, apresentou vazão máxima (30 l/s) 20% superior à do hidrograma de projeto (25 l/s). Neste ensaio, portanto, não foi simulado o trecho de descida do hidrograma, pois praticamente todo o material já havia sido levado.

Os ensaios com areia média também foram realizados apenas com o trecho de subida do hidrograma, pois, como pode ser observado na Figura 6.6, praticamente todo material já havia sido carreado ainda na vazão anterior à vazão de pico e, ao chegar nesta, o material restante foi levado por completo.

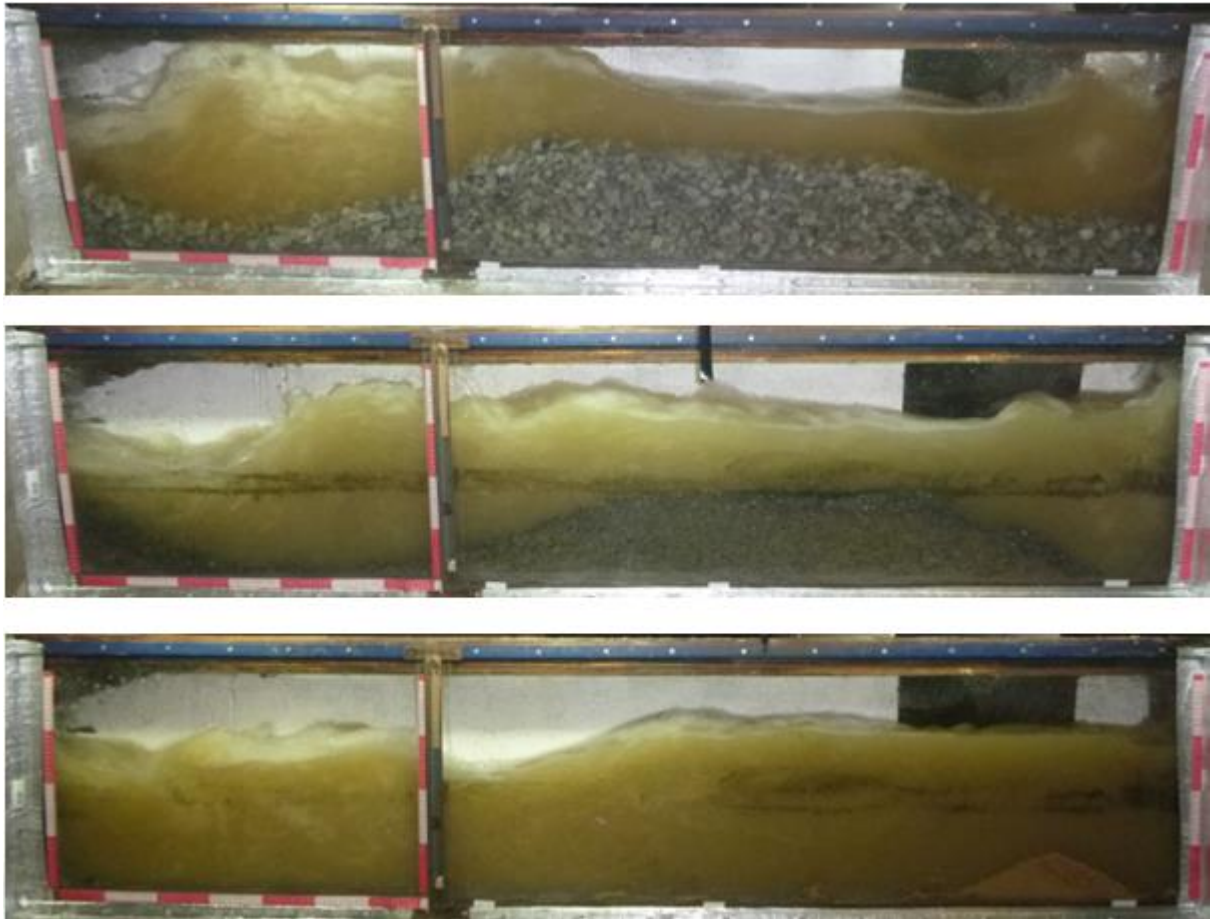
A Figura 6.7 apresentam os hidrogramas reproduzidos nos ensaios para os três materiais testados.



**Figura 6.7-** Hidrograma reproduzido no modelo de fundo móvel para os três materiais testados.

A Figura 6.8 apresenta uma comparação dos resultados obtidos após os primeiros 33 minutos de ensaios para os três materiais em análise.





**Figura 6.8** – Mesmo tempo do ensaio para os três materiais (após 33 minutos de ensaio).

A análise da Figura 6.8 indica um comportamento parecido da Brita 1 e da Brita 0, com erosão concentrada no trecho inicial da caixa, região de incidência do jato vindo da galeria de encosta, e no trecho final da caixa, região de grande turbulência provocada pela parede de jusante. Como já era de se esperar, apesar do comportamento similar, a Brita 0 encontrasse em menor quantidade. E a areia, para esse mesmo tempo, já havia sido praticamente totalmente carregada.

O ensaio com a brita 0 não foi feito pois suas características são intermediárias aos demais materiais analisados (brita 1 e areia), isso se confirma com a análise dos 33 primeiros minutos de ensaio em comum para os três materiais.

## 7 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

De acordo com os testes obtidos a partir do modelo reduzido do sistema extravasor operacional da Barragem Forquilha IV, podemos afirmar que ele é capaz de drenar o fluxo projetado (10.000 anos de recorrência) para as duas situações previstas (entrada do escoamento somente pela lateral de uma torre, ou, entrada do escoamento pela soleira da torre de jusante concomitantemente com a entrada do escoamento pela lateral da torre subsequente), garantindo a integridade da estrutura.

Para os ensaios de 25 l/s (vazão de projeto) e 30 l/s o comprimento da caixa de transição não foi suficiente para o completo desenvolvimento do ressalto, entretanto, isso não comprometeu a estrutura pois a mudança de direção do escoamento ocorreu sem o funcionamento afogado da caixa. A caixa de transição não tem a função de dissipar completamente a energia do escoamento efluente da galeria de encosta, tendo em vista que o escoamento irá verter para o túnel de declividade supercrítica e novamente ganhará energia.

Comparando os resultados calculados aos ensaiados, verificou-se que os comprimentos teóricos dos ressaltos foram sempre menores do que os obtidos nos ensaios. Verificou-se também que, para quatro dos dez ensaios realizados, a geometria proposta para a caixa dissipadora não permitiu a dissipação completa da energia do ressalto. Mesmo assim, constatou-se que o sistema extravasor operacional projetado possui condições de escoar as vazões ensaiadas com segurança.

Ao confrontar os resultados teóricos alcançados para o ressalto formado à jusante de uma descida em degraus com os resultados apresentados por Peterka (1974) percebe-se, para o mesmo número de Froude ( $Fr_1$ ), uma eficiência do ressalto hidráulico ( $\eta$ ) maior do que a obtida por Peterka (1974). Em contrapartida, os resultados dos ensaios apresentam eficiência ( $\eta$ ) menor em relação aos resultados apresentados por Peterka (1974).

Os ensaios com o modelo de fundo móvel foram realizados para avaliar a necessidade de limpeza da caixa de transição, considerando um eventual assoreamento, diante das consequências deste no comportamento do escoamento no interior da caixa. Os materiais utilizados para representar o rejeito nos testes possuíam diâmetros e massa específica

superiores ao material ideal, ou seja, os resultados obtidos são mais conservadores do que realmente ocorreria na prática.

Os resultados dos testes com a areia média, material de diâmetro dentro da faixa aceitável e com massa específica superior à do material ideal teórico, mostraram que o hidrograma de projeto é capaz de remover, com facilidade, todo sedimento que possa se depositar no fundo da caixa de transição.

Os resultados dos testes com brita 1, material de maior diâmetro, ou seja, mais distante do ideal teórico, indicaram que apesar do hidrograma de projeto não ter sido capaz de remover completamente o sedimento da caixa, a estrutura ainda assim é capaz de escoar a vazão de projeto com segurança, uma vez que o trecho mais erodido foi a parte inicial da caixa e o formato dessa erosão concentra a dissipação do ressalto em tal região, sendo assim, o fluxo executa a mudança de direção de maneira menos turbulenta.

Em futuras investigações, as medições de pressão sobre a galeria de encosta e na caixa de dissipação, bem como medições de velocidade de fluxo poderão ser realizadas no modelo. Com os campos de pressão e velocidades medidos, seria possível obter uma estimativa mais precisa para as forças hidráulicas, que podem ser muito úteis para a concepção estrutural de protótipos.

Ainda como recomendação futura, sugere-se aumentar o tamanho da caixa de transição para possibilitar a medição da altura conjugada lenta do ressalto ( $y_2$ ) nos casos em que o ressalto não se desenvolveu completamente, ou trabalhar no sentido de gerar um perfil de fundo compatível com a descarga do sistema.

## 8 REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR-13.028: mineração – elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água. Rio de Janeiro: ABNT, 2006.

ACKERS, P. Dimensional Analysis, Dynamic Similarity, Process Functions, Empirical Equations and Experience. *Movable Bed Physical Models*, H.W. Shen, ed., Kluwer Academic Publishers, Norwell, Massachusetts, 23-30, 1990.

ALVES, A. A. M. Caracterização das solicitações hidrodinâmicas em bacias de dissipação por ressalto hidráulico com baixo número de Froude. Dissertação de Mestrado. Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

ÁVILA, P.; ESPÓSITO, T. Programa de Implementação de Procedimentos de Gestão e Segurança das Barragens de Rejeitos. Belo Horizonte, 2008.

BÉLANGER, J. B. *Essai sur la Solution Numérique de Quelques Problèmes Relatifs au Mouvement Permanent des Eaux Courantes*. Paris, Chez Carilian-Goeury, 46p., 1828.

BIDONE, G. *Esperienze sur le Remouset la Propagation de Ondes*. *Reale Accademia delle Scienze di Torino*, Turin, p. 21-121., 1820.

BOLLRICH, G. Combined-function hydraulic structures with shaft spillway. *Water Power*, v. 23, n. 10, p. 362 – 367, oct 1971.

BROWKER L. N.; CHAMBERS D. M. The Risk, Public Liability, & Economics of Tailings Storage Facility Failures. 21 de Julho de 2015. Disponível em [https://www.earthworksaction.org/files/pubs-others/BowkerChambers-RiskPublicLiability\\_EconomicsOfTailingsStorageFacility%20Failures-23Jul15.pdf](https://www.earthworksaction.org/files/pubs-others/BowkerChambers-RiskPublicLiability_EconomicsOfTailingsStorageFacility%20Failures-23Jul15.pdf). Acesso em 12 setembro 2015.

BRYANT, S.M.; DUNCAN, J.M.; SEED, H.B. Application of tailings dam flow analyses to field conditions. Report UCB/ GT/83-03, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, California, 1983.

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS – CBDB. Barragens de Rejeitos no Brasil, 306p., 2012.

CHANSON, H. *Hydraulic design of stepped Cascades, Channels, Weirs and Spillways*. Pergamon, Oxford, UK, January, 261 p., 1994.

CHANSON, H. Prediction of the transition nappe/skimming flow on a stepped channel. *Journal of Hydraulic Research*, vol. 34, nº 3, p. 421-429, 1996.

CHANSON, H. *Hydraulic Design of Stepped Spillway and Downstream Energy Dissipators*. *Dam Engineering*, v.11, n.4, p.205-242., 2001.

CHOW, V. T. *Open-channel hydraulics*. New York, p. 680, 1959.

CLARKE, R. T. Análise de pressões junto ao fundo no ressalto hidráulico formado a jusante de um vertedouro através da distribuição bivariada de valores extremos. Tese de Doutorado. Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

CENTRO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS E RECURSOS HÍDRICOS DA UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS – CPH-UFMG. Relatório técnico - Modelo reduzido do sistema extravasor da barragem Forquilha IV. Belo Horizonte, 35p., 2011.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE PRODUÇÃO MINERAL – DNPM. Ministério de Minas e Energia. Ferro/Aço. 99-116 pp. 142., 2011.

EH Bombas. Curva característica da Bomba EHF 65-25, 1750 rpm. Disponível em: <http://ehbombas.com.br/produtos/ehf/curvas/Curva%20EHF065-25--1750.jpg>. Acesso em 07 junho 2015.

ELDER, R. A. Model-Prototype Turbulence Scaling. In: IAHR, 9, Dubrovnik. p. 24-31., 1961.

ELEVATORSKY, E. A. Hydraulic Energy Dissipators. New York, MacGraw-Hill, 214 p., 1959.

ETTEMA, R. C.; ARNDT, R.; ROBERTS, P.; WAHL, T. Hydraulic modeling concepts and practice, Virginia: ASCE, 2000. 390p.

FAEL, C.; PINHEIRO, A. N. Escoamentos em quedas sucessivas. Condições de ocorrência e energia residual. Associação Portuguesa de Recursos Hídricos, v. 24, n.1, p. 39-50., 2003.

FAIS, L. M. C. F. Análise Experimental da Curva de Ligação Poço-Túnel em Vertedor com Emboque Tipo Tulipa. Tese de Doutorado. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2007.

GENOVEZ, A. I. B., GENOVEZ, A. M. Critérios de Dimensionamento para Poços Verticais com Emboque Tipo Tulipa. In: Congresso da Água, 6º, 2002, Porto. vol. 01, Porto: Associação Portuguesa de Recursos Hídricos, p. 1-10.

GUIMARÃES, N. C. Filtragem de Rejeitos de Minério de Ferro Visando a sua Disposição em Pilhas. Dissertação de Mestrado. Curso de Pós-Graduação em Engenharia Metalúrgica e de Minas. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2015.

HAGER, W. H. Energy dissipators and hydraulic jump. Dordrecht: Kluwer Academic, 289p., 1992.

HUMPHREYS, H. W.; SIGURDSSON, G.; OWEN, H. J. model test results of circular, square, and rectangular forms of drop-inlet entrance to closed-conduit spillways. Illinois: Illinois statewatersurvey, 1970, 70p.

INSTITUTO BRASILEIRO DE MIINERAÇÃO – IBRAM. Informações e análises da economia mineral brasileira, 6ª edição, 2011. Instituto Brasileiro de Mineração. Disponível em <http://www.ibram.org.br/sites/1300/1382/00001669.pdf>. Acesso em 05 setembro 2015.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS – ICOLD. Dam-break Flood Analysis – Review and Recommendations / Étuded’Onde de Rupture de Barrage – Synthèse et Recommandations, Bulletin 111., 1998.

ICOLD. International Commission on Large Dams and the United Nations Environmental Programme (UNEP) Division of Technology, Industry and Economics (DTIE). Tailings Dams Risks of Dangerous Occurrences Lessons Learned From Practical Experiences. Bulletin 121, 2001.

JULIEN, P. Y. River Mechanics. 1ª ed. Cambridge, UK: Cambridge University Press, 2002.

LOPARDO, R. A. Apunte sobre Flutuaciones Macroturbulentas de Presión, Medición, Análisis y Aplicación al Resalto Hidráulico. In: APOSTILA DO CURSO DE TURBULÊNCIA, CAVITAÇÃO E AERAÇÃO DE FENÔMENOS HIDRÁULICOS. São Paulo, 45 p., 1986.

LOZANO, F.A.E. Seleção de locais para barragens de rejeito usando o método de análise hierárquica. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações. São Paulo/SP, 2006. 128 p.

MARQUES, M. G.; DRAPEAU, J. and VERRETTE, J. L. Flutuação de Pressão em um Resalto Hidráulico. In: XVII CONGRESSO LATINO AMERICANO DE HIDRÁULICA, Guayaquil – Equador 21-25 de Outubro, 1997.

MARQUES, M. G.; OLLERMANN G.; WEILLER, C. Perda de Carga no interior de um Resalto Hidráulico a Jusante de Vertedouro. In: XVIII CONGRESSO LATINO AMERICANO DE HIDRÁULICA, Oaxaca, México, 1998.

MATOS, J.S.G.; QUINTELA, A. C. (1995). Descarregadores de Cheias em Degraus: Posição Actual da Avaliação da Dissipação de Energia. In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 11, Recife, Anais. Recife: ABRH, 1995. v. 4, p. 65-71.

MUSSALLI, Y. G. A study of flow conditions in shaft spillway. Atlanta, EUA, 1969, 158p.

NAGHETTINI, M. C.; PINTO, E. J. A., Hidrologia Estatística, CPRM – Serviço Geológico do Brasil, Belo Horizonte/MG, 2007.

NASCIMENTO, J. F.; LOSADA, M. G.; SESSELMANN, M., Determinação da Eficiência de Conjuntos Motobombas: Diagnóstico da Instrumentação, Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento (LENHS) / Centro de Pesquisas Hidráulicas e Recursos Hídricos (CPH), Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte/MG, 2009.

OHTSU, I.; YASUDA, Y.; TAKAHASHI, M. Onset of Skimming Flow on Stepped Spillways – Discussion. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, New York, v.127, p. 522-524., 2001.

PEGRAM, G. G. S.; OFFICER, A. K.; MOTTARAM, S. R. Hydraulics of Skimming Flow on Modeled Stepped Spillways. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, New York, v.125, n. 5, p. 500-510, May 1999.

PETERKA, A J. *Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators*. Washington, U.S. Govt. Print. Off. 222 p., 1974.

PINHEIRO, M. C., *Diretrizes para Elaboração de Estudos Hidrológicos e Dimensionamentos Hidráulicos em Obras de Mineração*, ABRH – Associação Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre, 2011.

PRÁ, M. D. *Características do escoamento Sobre Vertedouros em Degraus de Declividade 1V:1H*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 134p., 2004.

PRÁ, M. D. *Uma Abordagem para Determinação das Pressões Junto ao Fundo de Dissipadores de Energia por Ressalto Hidráulico*. Tese de Doutorado. Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

RAJARATNAM, N. Submerged Hydraulic Jump. *Journal of Hydraulic Division*. v. 91, n. 4, p. 71-96., 1965a.

RAJARATNAM, N. The Hydraulic Jump as Wall Jet. *Journal of Hydraulic Division*. v. 91, n. 5, p. 107-132., 1965b.

RAJARATNAM, N. Hydraulic Jump, Chap. In. *Advances in Hydrosience*. v. 4, por Chow V. T, (ED), Academic Press, New York and London, p. 218-219, 249 p., 1967.

RAND, W. Flow Geometry at Straight drop Spillways. *ASCE Journal of Hydraulics Division*, v.81, n.791, p. 1-13., 1995.

RIBEIRO, V. Q. F. *Proposta de Metodologia para Avaliação de Rupturas de Estruturas de Disposição de Rejeitos*. Dissertação de Mestrado. Departamento de Geotecnia e Transportes. Escola de Engenharia. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2015.

ROUSE, H.; SIAO, T.; NAGARATNAM, S. Turbulence Characteristics of Hydraulic Jump. *ASCE*. v. 124, p. 926-950., 1959.

SANAGIOTTO, D. G. *Características do escoamento Sobre Vertedouros em Degraus de Declividade 1V: 0,75H*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre: UFRGS, 118p., 2003.

SHARP, J.J. *Hydraulic Modeling*. Butterworths, Ontario, Canada, 1981.

SILVA, T. P. V. *Estudos de escoamentos Variáveis em Canais Naturais, Aplicação ao Caso de Ruptura de uma Barragem*, Dissertação do Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2011.

SINNIGER, R.O.; HAGER, W.H. *Constructions Hydrauliques: Ecoulementsstationnaires*. Presses Polytechniqueset Universitaires Romandes, Lausanne, 439p., 1989.

SOUZA, F. L. T. Caracterização do Escoamento em um Vertedor Tipo Flauta (Poço-Galeria) por meio de Modelagem Física e Numérica – Estudo de Casos. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos. Escola de Engenharia. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2015.

SOUZA, P. E. A. Bacias de dissipação por ressalto hidráulico com baixo número de Froude: análise das pressões junto ao fundo da estrutura. Dissertação de Mestrado. Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2012.

TEIXEIRA, E.D. Previsão dos Valores de Pressão Junto ao Fundo em Bacias de Dissipação por Ressalto Hidráulico. Dissertação de Mestrado. Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

TEIXEIRA, E. D. Efeito de escala na previsão dos valores extremos de pressão junto ao fundo em bacias de dissipação por ressalto hidráulico. Tese de Doutorado. Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

TEIXEIRA, E. D.; FRANCA, P. R. B.; VIANA, E. M. F.; FARIA, M. T. C. ;SALIBA, A. P. M.; MARTINEZ, C. B. Reduced hydraulic model of Forquilha IV tailingsdam (Modelo hidráulico reduzido da barragem de rejeitos Forquilha IV). Revista Escola de Minas, Vol.68(1), pp.29-36, 2015.

TRIERWEILER NETO, E. F. Avaliação do campo de pressões em ressalto hidráulico formado a jusante de uma comporta com diferentes graus de submergência. Dissertação de Mestrado. Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2006.

UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR BUREAU OF RECLAMATION – USBR. Design of Small Dams, Water Resources Technical Publication, 1987.

VIRGILI, G. S. Avaliação do Sistema Extravasador da Barragem Norte, Monografia de Graduação da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2014.

WIEST, R. A. Avaliação do campo de pressões em ressalto hidráulico formado a jusante de um vertedouro com diferentes graus de submergência. Dissertação de Mestrado. Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.



## ANEXO I - RELATÓRIO FINAL DE ENSAIOS GEOTÉCNICOS



**LARISSA SOARES CARVALHO**

***RELATÓRIO FINAL DE  
ENSAIOS GEOTÉCNICOS***

**OUTUBRO / 2015**

Belo Horizonte, 29 de Outubro de 2015.

À

Larissa Soares Carvalho

Senhores (as),

A Concesolo Engenharia Ltda encaminha em anexo o relatório final dos ensaios geotécnicos.

- Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização ABNT NBR 6457:1986
- Massa Específica dos Grãos Frasco Chapman NBR 9776/87
- Análise Granulométrica NBR 7181/84

No que concerne à realização de nossos serviços, todas as normas técnicas foram rigorosamente respeitadas.

A Concesolo Engenharia Ltda, convicta em sua associação com a qualidade em prestação de serviços geotécnicos, agradece a confiança depositada e fica grata por poder contribuir para a trajetória de crescimento profissional da *Larissa Soares Carvalho* e se dispõe a esclarecer qualquer duvida, pelo telefone (31) 3443-1383 ou pelo e-mail [concesolo@concesolo.eng.br](mailto:concesolo@concesolo.eng.br).

Atenciosamente,



Fernando Nunes da Silva

CREA/MG 17.233/D




## RESULTADOS DOS ENSAIOS





**CONGRESOLO****MASSA ESPECÍFICA DOS GRÃOS  
FRASCO CHAPMAN  
(NBR 9776/87)**

Projeto / Interessado		Trecho	
Larissa Soares Carvalho		Areia	
Amostra	Ponto	Ponto	Registro Nº
Deformada	1	-	6277
Operador		Cálculos	Data
Thales		Thiago	28/10/2015
Amostra	(gr)	1	2
Frasco Chapman	(cm <sup>3</sup> )	200	200
Peso Agregado	(gr)	500	500
Leitura no Frasco	(cm <sup>3</sup> )	394	394,0
Massa específica (y)	(g/cm <sup>3</sup> )	2,577	2,577
Massa específica média (y)	(g/cm <sup>3</sup> )	2,577	
OBSERVAÇÕES			
			APROVADO:
			FNS
			

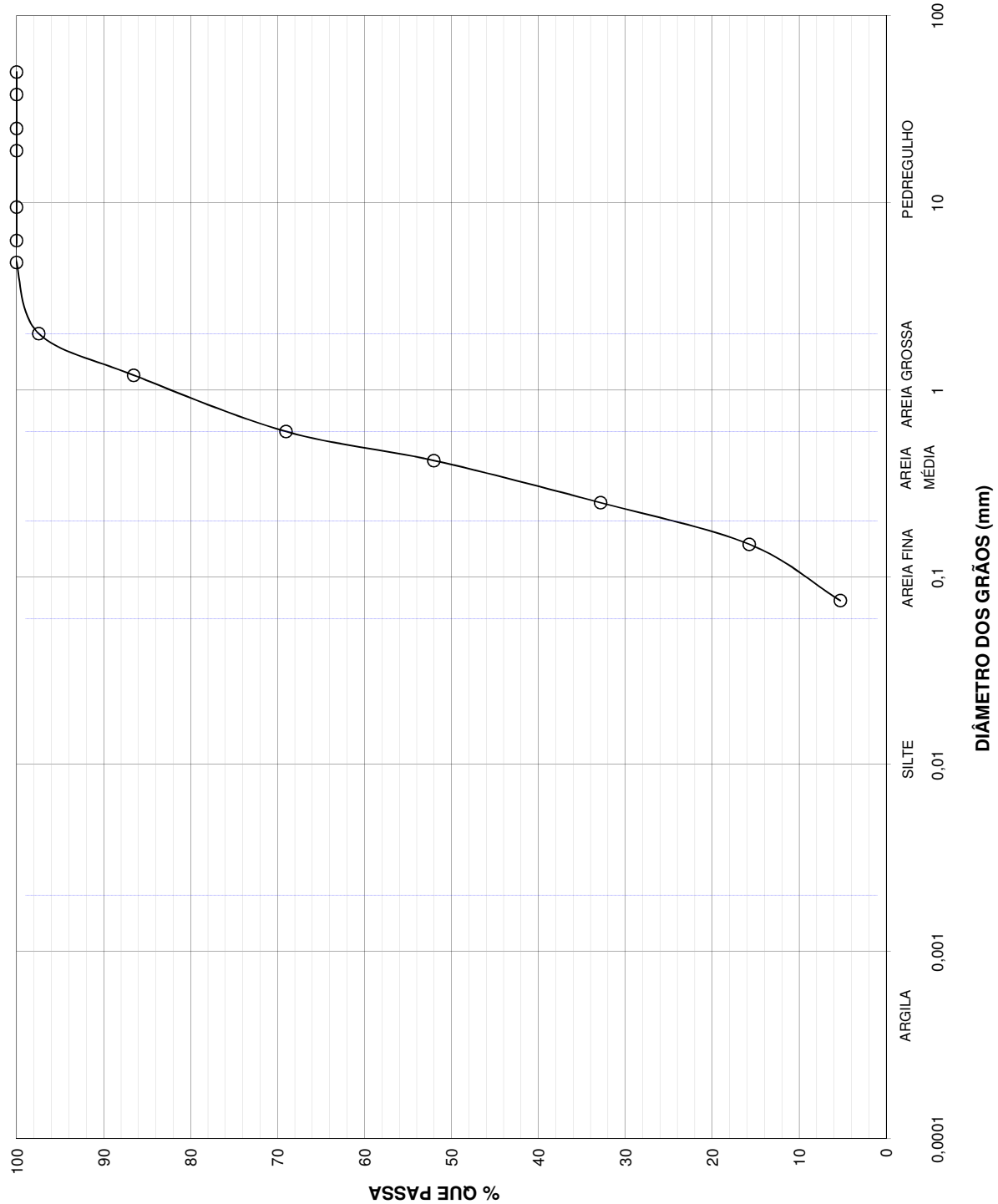






<b>Projeto / Interessado</b> Larissa Soares Carvalho			<b>Trecho</b> Areia		
<b>Amostra</b>	<b>Estaca / Elevação</b>	<b>Afastamento</b>	<b>Registro Nº</b>		
Deformada	-	-	6277-02		
<b>Operador</b>		<b>Cálculos</b>	<b>Data</b>		
Bruno		Thiago	26/10/2015		
<b>Método de Secagem da Amostra</b>		<b>Defloculante</b>	<b>Argila + Silte</b>		5%
Ao Ar		-	<b>Areia</b>	92%	<b>Pedreg.</b> 3%
<b>Classificação do Material</b>			Areia Argilo-Siltosa com Pedregulhos		

CURVA GRANULOMÉTRICA



Obs.:

Aprovado:

**CONGRESOLO****MASSA ESPECÍFICA DOS GRÃOS  
FRASCO CHAPMAN  
(NBR 9776/87)**

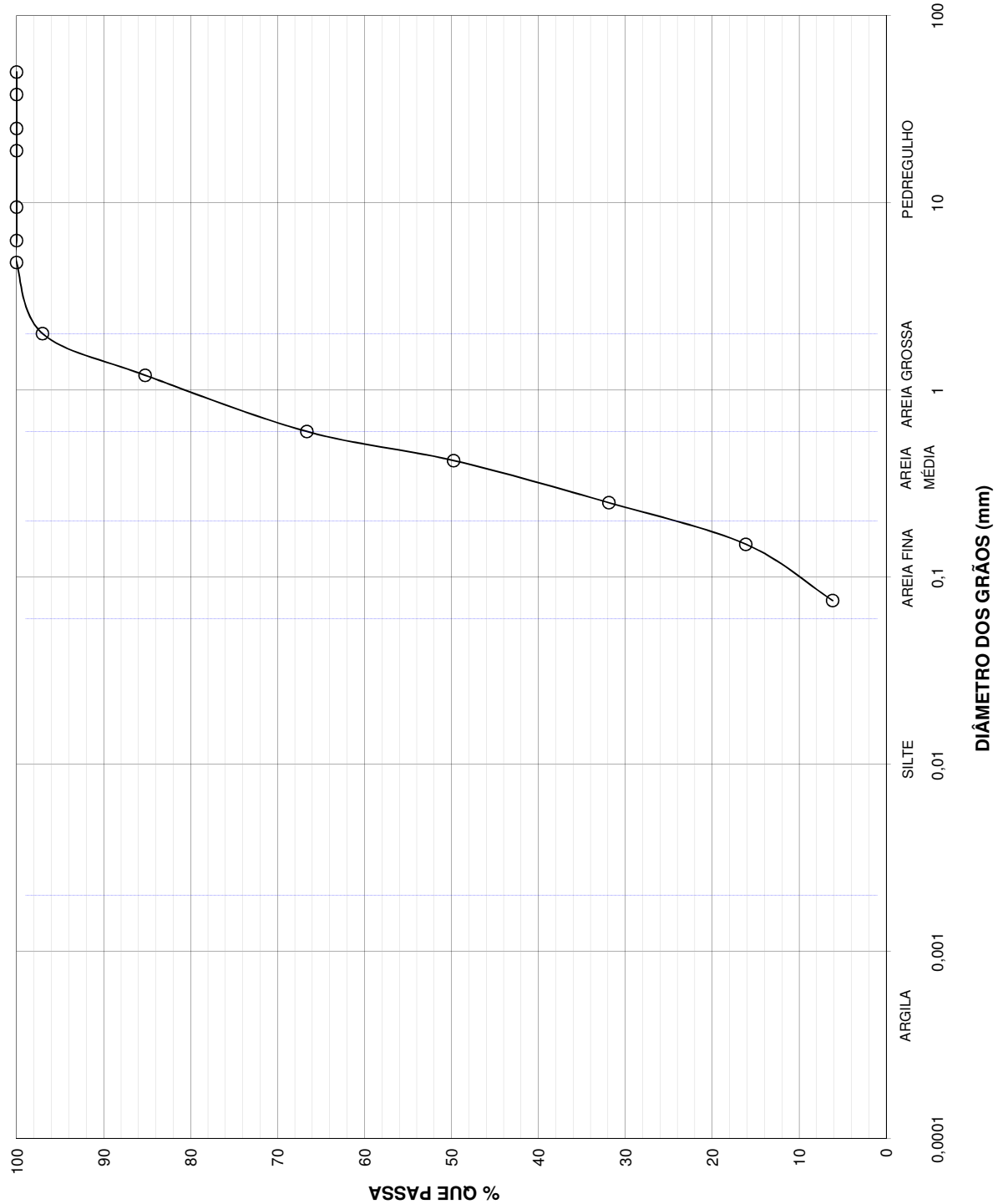
Projeto / Interessado Larissa Soares Carvalho		Trecho Areia	
Amostra Deformada	Ponto 2	Profundidade (m) -	Registro Nº 6277
Operador Thales		Cálculos Thiago	Data 28/10/2015
Amostra	(gr)	1	2
Frasco Chapman	(cm <sup>3</sup> )	200	200
Peso Agregado	(gr)	500	500
Leitura no Frasco	(cm <sup>3</sup> )	395	394,0
Massa específica (y)	(g/cm <sup>3</sup> )	2,564	2,577
Massa específica média (y)	(g/cm <sup>3</sup> )	2,571	
OBSERVAÇÕES			
			APROVADO: FNS





<b>Projeto / Interessado</b> Larissa Soares Carvalho			<b>Trecho</b> Areia		
<b>Amostra</b>	<b>Estaca / Elevação</b>	<b>Afastamento</b>	<b>Registro Nº</b>		
Deformada	-	-	6277-03		
<b>Operador</b>		<b>Cálculos</b>	<b>Data</b>		
Bruno		Thiago	26/10/2015		
<b>Método de Secagem da Amostra</b>		<b>Defloculante</b>	<b>Argila + Silte</b>		6%
Ao Ar		-	<b>Areia</b>	91%	<b>Pedreg.</b>
					3%
<b>Classificação do Material</b>			Areia Argilo-Siltosa com Pedregulhos		

CURVA GRANULOMÉTRICA



Obs.:

Aprovado:

**CONGRESOLO****MASSA ESPECÍFICA DOS GRÃOS  
FRASCO CHAPMAN  
(NBR 9776/87)**

Projeto / Interessado Larissa Soares Carvalho		Trecho Areia	
Amostra Deformada	Ponto 3	Profundidade (m) -	Registro Nº 6277
Operador Thales		Cálculos Thiago	Data 28/10/2015
Amostra	(gr)	1	2
Frasco Chapman	(cm <sup>3</sup> )	200	200
Peso Agregado	(gr)	500	500
Leitura no Frasco	(cm <sup>3</sup> )	394	394,0
Massa específica (y)	(g/cm <sup>3</sup> )	2,577	2,577
Massa específica média (:	(g/cm <sup>3</sup> )	2,577	
OBSERVAÇÕES			
			APROVADO:
			FNS



**LARISSA**

***RELATÓRIO FINAL DE ENSAIOS  
GEOTÉCNICOS***

**DEZEMBRO/2015**

Belo Horizonte, 18 de Dezembro de 2015.

À

**LARISSA**

A Concesolo Engenharia Ltda encaminha em anexo o relatório final dos ensaios geotécnicos de:

- Amostragem de agregados - Procedimento ABNT NBR 7216:1987
- Agregados - Determinação da composição granulométrica ABNT NBR 7217:1987
- Agregado graúdo - Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água ABNT NBR NM53:2003

No que concerne à realização de nossos serviços, todas as normas técnicas foram rigorosamente respeitadas.

A Concesolo Engenharia Ltda, convicta em sua associação com a qualidade em prestação de serviços geotécnicos, agradece a confiança depositada e fica grata por poder contribuir para a trajetória de crescimento empresarial da LARISSA e se dispõe a esclarecer qualquer duvida, pelo telefone (31) 3443-1383 ou pelo e-mail [concesolo@concesolo.eng.br](mailto:concesolo@concesolo.eng.br).

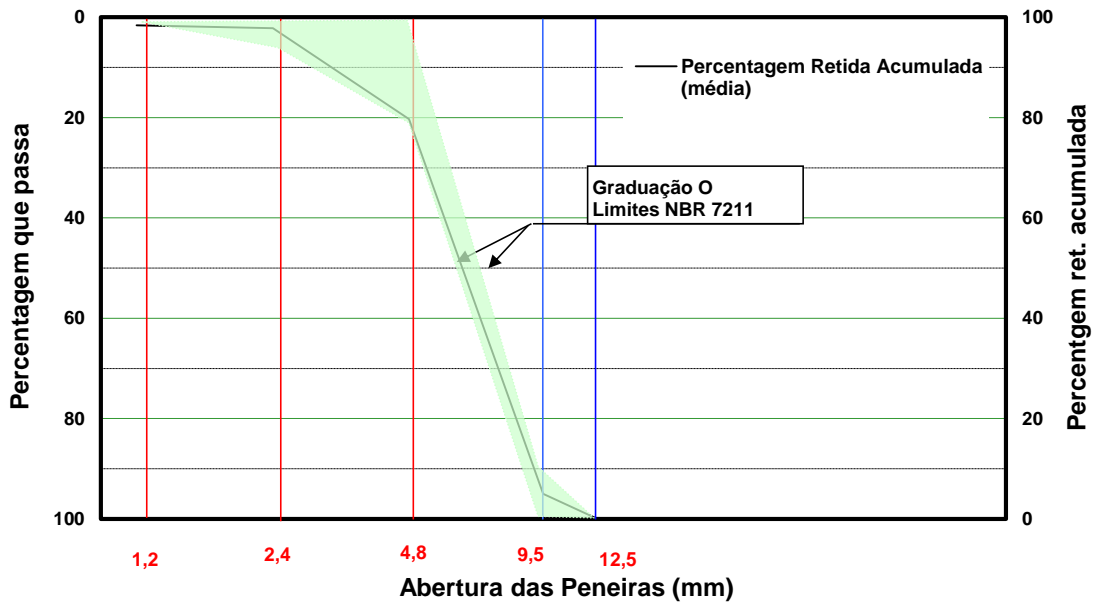
Atenciosamente,



Fernando Nunes da Silva

CREA/MG 17.233/D

<b>Registro Nº</b> 6391	<b>Data:</b> 16/12/15	<b>Trecho:</b>	<b>Tipo de Material</b> Brita nº 0 Dimensão máxima 12,5 mm	<b>Operador:</b> Alessandro
<b>Cliente:</b> Larissa			<b>Cálculos:</b> Alessandro	



Peneiras		1a. determinação			2a. determinação			% ret. acum. médio	Limites NBR 7211	
nº	mm.	massa retida(g)	% retida indiv.	% ret. acumul.	massa retida(g)	% retida indiv.	% ret. acumul.		% retida acumulada	
1/2"	12,5	0,0	0,0	0	0,0	0,0	0	0	0	
3/8"	9,5	248,8	5,0	5	248,7	5,0	5	5	0	- 10
4	4,8	3734,0	74,7	80	3733,5	74,7	80	80	80	- 100
8	2,4	904,3	18,1	98	904,2	18,1	98	98	95	- 100
16	1,2	30,5	0,6	98	30,3	0,6	98	98		
30	0,6	4,4	0,1	99	4,3	0,1	99	99		
50	0,3	1,9	0,0	99	1,7	0,0	99	99		
100	0,15	3,6	0,1	99	3,5	0,1	99	99		
<b>Fundo (g)</b>		73,6	1,5	100	73,4	1,5	100	100		
Massa Total(g)		5001,0			4999,4			-----		
Mód. de finura		5,77			5,77			-----		
Módulo de finura médio:		5,77								

Observações: \_\_\_\_\_





# CONCRESOLO

**AGREGADO GRAÚDO - DETERMINAÇÃO DE MASSA ESPECÍFICA,  
MASSA ESPECÍFICA APARENTE E ABSORÇÃO DE ÁGUA  
(ABNT NBR NM 53: 2003)**

Projeto / Interessado		Trecho	
Larissa			
Amostra	Furo	Profundidade (m)	Registro
Brita 0	-	-	6391
Operador		Cálculos	Data
Alessandro		Alessandro	17/12/2015





  

ENSAIO -1ª Determinação		CONDIÇÕES DO AMBIENTE		OBSERVAÇÕES
Massa ao ar da amostra na condição saturada superfície seca em (gr)	2056,00	Temperatura do Ar (°C)	26,0	
Massa em água da amostra saturada em (gr)	1296,00	Temperatura da Água (°C)	26,4	
Massa ao ar da amostra seca em estufa em (gr)	2054,00			
Massa específica do agregado seco em (g/cm <sup>3</sup> )			2,703	
Massa específica do agregado na condição saturado superfície seca em (g/cm <sup>3</sup> )			2,705	
Massa específica aparente em (g/cm <sup>3</sup> )			2,710	
Absorção de água em (%)			0,10	
ENSAIO -2ª Determinação		CONDIÇÕES DO AMBIENTE		
Massa ao ar da amostra na condição saturada superfície seca em (gr)	2055,00	Temperatura do Ar (°C)	26,0	
Massa em água da amostra saturada em (gr)	1295,00	Temperatura da Água (°C)	26,4	
Massa ao ar da amostra seca em estufa em (gr)	2053,00			
Massa específica do agregado seco em (g/cm <sup>3</sup> )			2,701	
Massa específica do agregado na condição saturado superfície seca em (g/cm <sup>3</sup> )			2,704	
Massa específica aparente em (g/cm <sup>3</sup> )			2,708	
Absorção de água em (%)			0,10	


  

Média dos resultados	
Massa específica do agregado seco em (g/cm <sup>3</sup> )	2,702
Massa específica do agregado na condição saturado superfície seca em (g/cm <sup>3</sup> )	2,705
Massa específica aparente em (g/cm <sup>3</sup> )	2,709
Absorção de água em (%)	0,10

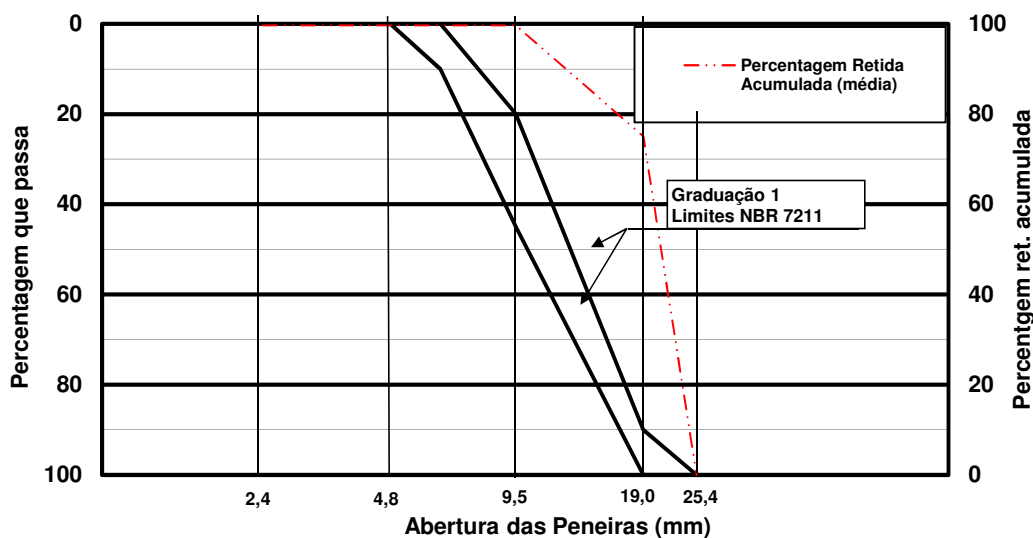
FOTO			
			

APROVADO:	
FNS	



<b>Registro Nº</b> 6392	<b>Data:</b> 16/12/2015	<b>Trecho:</b>	<b>Tipo de Material</b> Brita nº 1 Dimensão máxima 25,0 mm	<b>Operador:</b> Alessandro
<b>Cliente:</b> Larissa			<b>Cálculos:</b> Alessandro	



Peneiras		1a. determinação			2a. determinação			% ret. acum. médio	Limites NBR 7211	
nº	mm.	massa retida(g)	% retida indiv.	% ret. acumul.	massa retida(g)	% retida indiv.	% ret. acumul.		% retida acumulada	
1"	25,4	0,0	0,0	0	0,0	0,0	0	0	0	100
3/4"	19	3758,9	75,1	75	3759,0	75,0	75	75	0	100
3/8"	9,5	1233,0	24,6	100	1233,0	24,6	100	100	45	100
1/4"	6,3	1,4	0,0	100	1,3	0,0	100	100	92	100
3/16"	4,8	0,0	0,0	100	0,0	0,0	100	100	95	100
Fundo (g)		0,0	0,0	100	0,0	0,0	100	100	100	100
8	2,4	0,0	0,0	100	0,0	0,0	100	100		
16	1,2	0,0	0,0	100	0,0	0,0	100	100		
30	0,6	0,2	0,0	100	0,1	0,0	100	100		
50	0,3	0,7	0,0	100	0,8	0,0	100	100		
100	0,15	1,3	0,0	100	1,4	0,0	100	100		
Fundo (g)		13,0	0,3	100	14,0	0,3	100	100		
Massa Total(g)		5008,4			5009,6			-----		
Mód. de finura		8,73			8,72			-----		

**Módulo de finura médio: 8,73**

Observações: \_\_\_\_\_



# CONCRESOLO

AGREGADO GRAÚDO - DETERMINAÇÃO DE MASSA ESPECÍFICA,  
MASSA ESPECÍFICA APARENTE E ABSORÇÃO DE ÁGUA  
(ABNT NBR NM 53: 2003)

Projeto / Interessado		Trecho		
Larissa				
Amostra	Furo	Profundidade (m)	Registro	
Brita 1	-	-	6392	
Operador		Cálculos	Data	
Alessandro		Alessandro	17/12/2015	
ENSAIO -1ª Determinação		CONDIÇÕES DO AMBIENTE		OBSERVAÇÕES
Massa ao ar da amostra na condição saturada superfície seca em (gr)	4028,00	Temperatura do Ar (°C)		
Massa em água da amostra saturada em (gr)	2508,00	26,0		
Massa ao ar da amostra seca em estufa em (gr)	3998,00	Temperatura da Água (°C)		
		26,4		
Massa específica do agregado seco em (g/cm <sup>3</sup> )		2,630		
Massa específica do agregado na condição saturado superfície seca em (g/cm <sup>3</sup> )		2,650		
Massa específica aparente em (g/cm <sup>3</sup> )		2,683		
Absorção de água em (%)		0,75		
ENSAIO -2ª Determinação		CONDIÇÕES DO AMBIENTE		
Massa ao ar da amostra na condição saturada superfície seca em (gr)	4030,00	Temperatura do Ar (°C)		
Massa em água da amostra saturada em (gr)	2510,00	26,0		
Massa ao ar da amostra seca em estufa em (gr)	4000,00	Temperatura da Água (°C)		
		26,4		
Massa específica do agregado seco em (g/cm <sup>3</sup> )		2,632		
Massa específica do agregado na condição saturado superfície seca em (g/cm <sup>3</sup> )		2,651		
Massa específica aparente em (g/cm <sup>3</sup> )		2,685		
Absorção de água em (%)		0,75		
Média dos resultados				
Massa específica do agregado seco em (g/cm <sup>3</sup> )		2,631		
Massa específica do agregado na condição saturado superfície seca em (g/cm <sup>3</sup> )		2,651		
Massa específica aparente em (g/cm <sup>3</sup> )		2,684		
Absorção de água em (%)		0,75		
FOTO				
APROVADO:				
FNS				