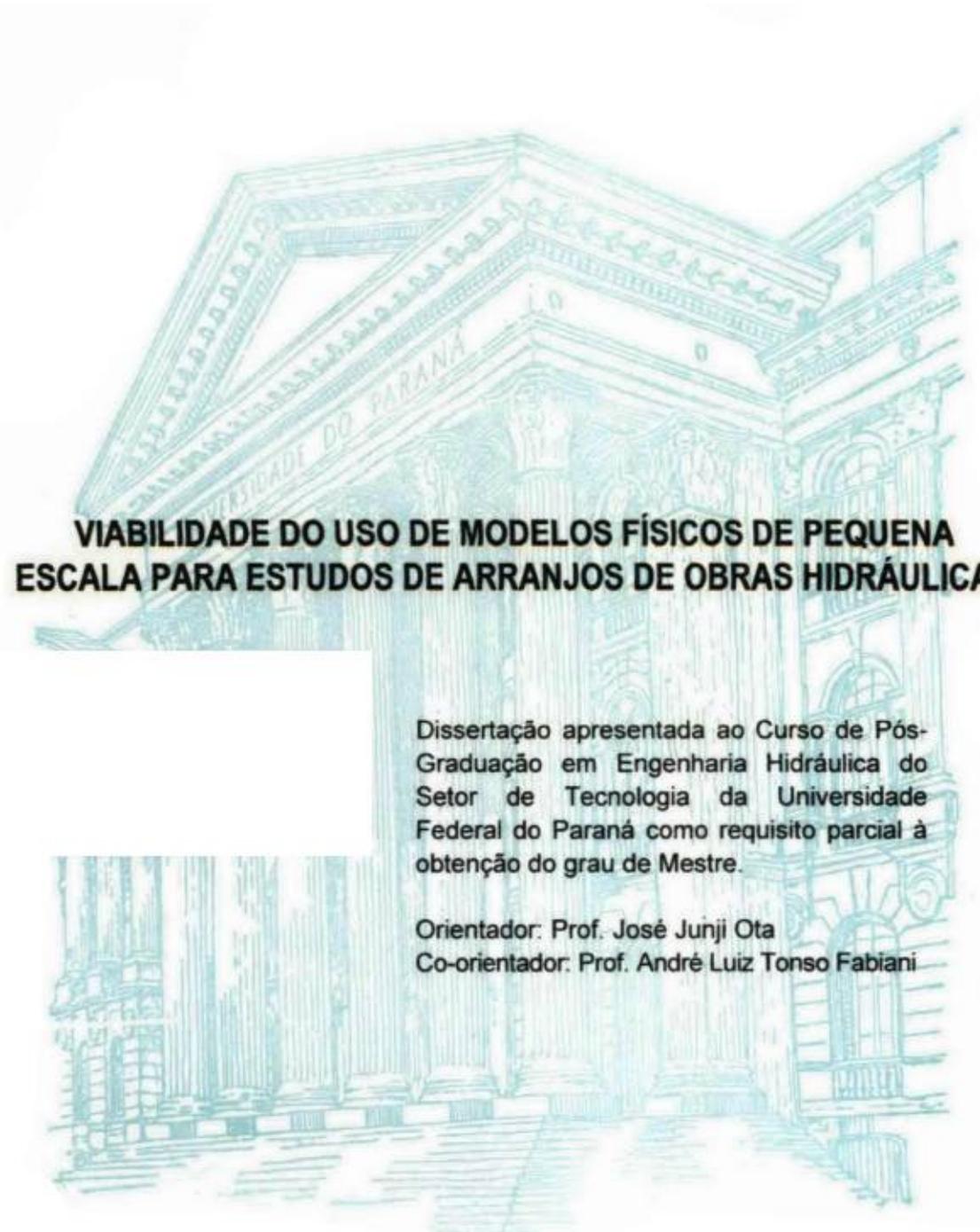


MÔNICA REGINA BUCHOLDZ



VIABILIDADE DO USO DE MODELOS FÍSICOS DE PEQUENA ESCALA PARA ESTUDOS DE ARRANJOS DE OBRAS HIDRÁULICAS

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia Hidráulica do Setor de Tecnologia da Universidade Federal do Paraná como requisito parcial à obtenção do grau de Mestre.

Orientador: Prof. José Junji Ota

Co-orientador: Prof. André Luiz Tonso Fabiani

**CURITIBA
2001**

MÔNICA REGINA BUCHOLDZ

**VIABILIDADE DO USO DE MODELOS FÍSICOS DE PEQUENA
ESCALA PARA ESTUDOS DE ARRANJOS DE OBRAS HIDRÁULICAS**

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia Hidráulica do Setor de Tecnologia da Universidade Federal do Paraná como requisito parcial à obtenção do grau de Mestre.

Orientador: Prof. José Junji Ota

Co-orientador: Prof. André Luiz Tonso Fabiani

CURITIBA
2001

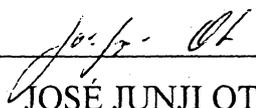
**VIABILIDADE DO USO DE MODELOS FÍSICOS DE PEQUENA
ESCALA PARA ESTUDOS DE ARRANJOS DE OBRAS HIDRÁULICAS**

por

MÔNICA REGINA BUCHOLDZ

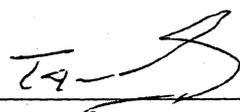
Dissertação aprovada como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre no Curso de Pós-graduação em Engenharia Hidráulica do Setor de Tecnologia da Universidade Federal do Paraná, pela comissão formada pelos professores:

ORIENTADOR:

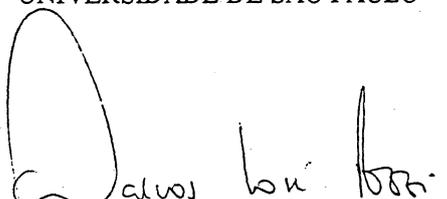


JOSÉ JUNJI OTA
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

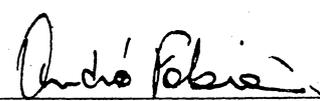
MEMBROS:



KIKUO TAMADA
UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO



MARCOS JOSÉ TOZZI
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ



ANDRÉ LUIZ TONSO FABIANI
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

Curitiba, 31 de agosto de 2001.

A
MEUS PAIS
E MINHAS IRMÃS QUERIDAS

AGRADECIMENTOS

Em nossas vidas, existem sempre inúmeras pessoas que, com pequenas ou grandes contribuições, tornam-se responsáveis pela materialização de uma idéia, de um projeto, ou simplesmente de um sonho. Para a concretização desta dissertação, algumas pessoas foram essenciais e, nesse espaço, gostaria de demonstrar a minha gratidão a cada uma delas.

Agradeço ao Professor José Junji Ota, pela valiosa orientação.

Agradeço ao Professor André Luiz Tonso Fabiani, que compartilhou generosamente seus conhecimentos, dedicando-se à co-orientação deste trabalho, e contribuindo para o meu crescimento pessoal e profissional.

Agradeço especialmente ao Professor Ralph Carvalho Groszewicz, pelo apoio à realização deste estudo, ao Centro de Hidráulica e Hidrologia Prof. Parigot de Souza (CEHPAR), pela disponibilização de suas instalações e de todo o pessoal e material necessário para a concretização deste estudo, e à Itá Energética S.A., por ter permitido utilizar os dados do Aproveitamento Hidrelétrico de Itá neste trabalho.

Agradeço ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia Hidráulica, pela oportunidade de desenvolvimento do meu mestrado, e à Coordenadoria de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pela bolsa de estudos fornecida.

Agradeço à divisão de hidráulica do CEHPAR, pelo apoio na construção do modelo e na realização dos testes, e principalmente ao amigo Altevir Scremim, pela preciosa ajuda, fundamental para o desenvolvimento deste estudo.

Agradeço à Professora Miriam Rita Moro Mine pelos puxões de orelha, essenciais para a finalização deste trabalho.

Agradeço às amigas Mara Bufrem Bossan Senna e Helena Maria de Oliveira Vita, pelo auxílio à pesquisa bibliográfica e pelo bom humor constante.

Agradeço aos colegas de curso, que compartilharam as alegrias e angústias encontradas durante o caminho.

Agradeço aos meus familiares e amigos, por suportarem a minha ausência, e por sempre me apoiarem nos momentos mais difíceis, mesmo sem entender o motivo.

E, finalmente, agradeço à minha grande amiga Helena Maria de Freitas, que esteve presente em todas as fases, difíceis e fáceis, dessa trajetória, ajudando-me a transpor os obstáculos, e a entender que as dificuldades estarão sempre presentes na busca pelo desenvolvimento.

SUMÁRIO

LISTA DE QUADROS	vii
LISTA DE FIGURAS	ix
LISTA DE SÍMBOLOS	xi
RESUMO	xiv
ABSTRACT	xv
1.INTRODUÇÃO	1
2.REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	3
2.1. MODELOS FÍSICOS	3
2.2. ANÁLISE DIMENSIONAL APLICADA A MODELOS REDUZIDOS HIDRÁULICOS	4
2.3. TEORIA DA SEMELHANÇA	6
2.4. ESCOAMENTOS COM SUPERFÍCIE LIVRE	9
2.5. EFEITOS DE ESCALA	11
3.CONSTRUÇÃO DO MODELO FÍSICO EM PEQUENA ESCALA	18
3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	18
3.2. APROVEITAMENTO HIDRELÉTRICO DE ITÁ	19
3.3. CONSTRUÇÃO DO MODELO EM ESCALA GEOMÉTRICA 1:300	20
3.4. COMPARATIVO DA CONSTRUÇÃO DOS MODELOS 1:100 E 1:300	27
3.5. CRITÉRIO DE SEMELHANÇA	31
3.6. CALIBRAGEM DO MODELO 1:300	32
3.7. CONFRONTO ENTRE PERDAS DE CARGA NOS MODELOS 1:100, 1:300 E NO PROTÓTIPO	39
4.ARRANJOS ESTUDADOS	45
4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	45
4.2. ARRANJO I	48
4.3. ARRANJO II	65
5.CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	100
5.1. CONCLUSÕES	100
5.2. RECOMENDAÇÕES	103
ANEXOS	105
ANEXO A – MAPA DE LOCALIZAÇÃO DO APROVEITAMENTO HIDRELÉTRICO DE ITÁ	106
ANEXO B – DESENHOS CONSTRUTIVOS DOS VERTEDOUROS	107
ANEXO C – INSTALAÇÕES LABORATORIAIS	110
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	117
OBRAS CONSULTADAS	119

LISTA DE QUADROS

Quadro 3.1 – Recursos Humanos _____	27
Quadro 3.2 – Recursos Materiais _____	28
Quadro 3.3 – Cronograma _____	29
Quadro 3.4 – Posição das pontas linimétricas _____	33
Quadro 3.5 – Resultado de calibragem – campanha 1 – modelo alisado _____	36
Quadro 3.6 – Resultado de calibragem – campanha 4 – rugosidade material II _____	36
Quadro 3.7 – Confronto entre perdas de carga para protótipo, modelo 1:100 e modelo 1:300 _____	40
Quadro 3.8 – Confronto entre número de Reynolds e fatores de resistência dos modelos 1:100 e 1:300 e do protótipo _____	41
Quadro 4.1 – Níveis de água ao longo do modelo – Arranjo I _____	51
Quadro 4.2 – Características do jato efluente – Arranjo I _____	51
Quadro 4.3 – Velocidades – Arranjo I _____	52
Quadro 4.4 – Coeficientes de descarga para o vertedouro único – Arranjo I _____	55
Quadro 4.5 – Níveis de água no reservatório com comportas totalmente abertas – Arranjo II _____	71
Quadro 4.6 – Coeficientes de descarga para comportas totalmente abertas – Arranjo II _____	71
Quadro 4.7 – Coeficientes de descarga para comportas parcialmente abertas – Arranjo II _____	75
Quadro 4.8 – Níveis de água ao longo do modelo – Arranjo II _____	78
Quadro 4.9 – Níveis de água no canal de aproximação do vertedouro 1 – Arranjo II _____	79
Quadro 4.10 – Velocidades no canal de aproximação do vertedouro 1 – Arranjo II _____	82
Quadro 4.11 – Velocidades na restituição do vertedouro 1 – Arranjo II _____	83
Quadro 4.12 – Perfil longitudinal do escoamento ao longo dos muros laterais do vertedouro 1 _____	86

Quadro 4.13 – Comparação entre perfil teórico e perfil experimental do escoamento – vazão de 30.000 m ³ /s _____	89
Quadro 4.14 – Pressões na soleira vertedoura junto à face direita do pilar central _	93
Quadro 4.15 – Pressões na soleira vertedoura no eixo da passagem central esquerda _____	94
Quadro 4.16 – Pressões na face direita do pilar central junto à soleira vertedoura _	95

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1	– Forças atuantes no escoamento	07
Figura 2.2	– Diagrama de Moody	13
Figura 3.1	– Limites do modelo	21
Figura 3.2	– Método construtivo – Etapa I	22
Figura 3.3	– Método construtivo – Etapa II	23
Figura 3.4	– Alimentação do modelo	24
Figura 3.5	– Configuração geral do modelo após a calibragem	25
Figura 3.6	– Arranjo I – Vista geral do modelo	25
Figura 3.7	– Arranjo I – Vista de jusante do vertedouro único	26
Figura 3.8	– Arranjo II – Vista geral do modelo	27
Figura 3.9	– Posição das pontas linimétricas	34
Figura 3.10	– Curva de descarga PL-07 – campanha 1 – modelo alisado	37
Figura 3.11	– Curva de descarga PL-07 – campanha 4 – rugosidade material II	37
Figura 3.12	– Curva de descarga PL-16 – campanha 1 – modelo alisado	38
Figura 3.13	– Curva de descarga PL-16 – campanha 4 – rugosidade material II	38
Figura 3.14	– Fatores de resistência nos modelos e no protótipo	42
Figura 4.1	– Configuração geral do Arranjo I	49
Figura 4.2	– Definições do jato efluente	50
Figura 4.3	– Posição de medição de velocidades – Arranjo I	52
Figura 4.4	– Curva de descarga do vertedouro – Arranjo I	54
Figura 4.5	– Gráfico do coeficiente de descarga em relação à H/H_d	55
Figura 4.6	– Fotos do escoamento a montante do vertedouro para a vazão de $40.000 \text{ m}^3/\text{s}$ – Arranjo I	56
Figura 4.7	– Fotos do escoamento a jusante do vertedouro para a vazão de $40.000 \text{ m}^3/\text{s}$ – Arranjo I	57
Figura 4.8	– Configuração do escoamento ao redor do muro de aproximação esquerdo para a vazão de $40.000 \text{ m}^3/\text{s}$ – Arranjo I	62
Figura 4.9	– Escoamento ao redor de contornos curvos	63

Figura 4.10 – Configuração geral do Arranjo II	66
Figura 4.11 – Configuração geral do escoamento a montante do vertedouro 1 – operação isolada com comportas totalmente abertas – vazão de 30.000 m ³ /s – Arranjo II	68
Figura 4.12 – Configuração geral do escoamento a jusante do vertedouro 1 – operação isolada com comportas totalmente abertas – vazão de 30.000 m ³ /s – Arranjo II	69
Figura 4.13 – Configuração geral do escoamento no vertedouro 1 – operação isolada com comportas parcialmente abertas – abertura de 13 m – Arranjo II	70
Figura 4.14 – Coeficientes de descarga do vertedouro 1 – comportas totalmente abertas – Arranjo II	72
Figura 4.15 – Definição da abertura da comporta	73
Figura 4.16 – Coeficientes de descarga para comportas parcialmente abertas – Arranjo II	76
Figura 4.17 – Curvas de descarga – Arranjo II	77
Figura 4.18 – Posições de medição de níveis de água no canal de aproximação do vertedouro 1 – Arranjo II	79
Figura 4.19 – Posições de medição de velocidades no canal de aproximação do vertedouro 1 – Arranjo II	82
Figura 4.20 – Posições de medição de velocidades na restituição do vertedouro 1 – Arranjo II	83
Figura 4.21 – Perfil longitudinal do escoamento ao longo dos muros laterais do vertedouro 1	87
Figura 4.22 – Comparação entre perfil teórico e perfil experimental do escoamento – vazão de 30.000 m ³ /s	91
Figura 4.23 – Localização das seções de medição de pressões	92
Figura 4.24 – Pressões no vertedouro 1 – Arranjo II	96

LISTA DE SÍMBOLOS

a	: aceleração;
A	: área da seção transversal;
C.C.O.	: cota do centro do orifício;
C	: coeficiente de descarga para soleira livre;
C_Q	: coeficiente de descarga para comportas parcialmente abertas;
d	: diâmetro do conduto;
E	: módulo de elasticidade volumétrica;
Eu	: número de Euler;
f	: fator de resistência;
F_g	: ação da gravidade;
F_i	: força de inércia;
F_p	: força devido à pressão;
F_α	: compressibilidade;
F_μ	: força viscosa;
F_σ	: força devido à tensão superficial;
Fr	: número de Froude;
g	: aceleração da gravidade;
G_0	: distância mínima entre a borda inferior da comporta e o perfil do vertedouro;
h	: abertura da comporta;
h_p	: perda de carga;
H	: carga de operação do vertedouro;
H_d	: carga de projeto;
k	: rugosidade equivalente de Nikuradse;
k/d	: rugosidade relativa;
ℓ	: dimensões lineares;
L	: comprimento;
L	: largura unitária do vão;

m.c.a. : metros de coluna de água;
Ma : número de Mach;
MD : margem direita;
ME : margem esquerda;
m : massa;
n : coeficiente de Manning;
n : número de vãos em operação;
N.A. : nível de água;
N.A.R. : nível de água no reservatório;
N.D. : dado não disponível;
N1 a N4 : posições de medição de níveis de água;
PL : ponta linimétrica;
PL-BAR : ponta linimétrica da barragem;
PL-BT : ponta linimétrica do bota-fora;
PL-INT : ponta linimétrica intermediária;
PL-JUS : ponta linimétrica de jusante;
Q : vazão;
Re : número de Reynolds;
 R_h : raio hidráulico;
S : declividade da linha de energia;
S1 e S3 : seções para medição de velocidades;
t : tempo;
U : velocidade média;
v : velocidade;
We : número de Weber;
x : distância horizontal;
 Δp : variação de pressão;
 Δh : variação de nível de água;
 λ : escala geométrica;
 λ_v : escala de volume;

- λ_g : fator gravitacional;
 λ_m : escala de massa;
 λ_p : escala de pressão;
 λ_Q : escala de vazão;
 λ_{Re} : escala de número de Reynolds;
 λ_t : escala de tempo;
 λ_v : escala de velocidades;
 λ_A : escala de área;
 λ_ν : escala de viscosidade cinemática;
 λ_γ : escala de peso específico do fluido;
 μ : viscosidade do fluido;
 ν : viscosidade cinemática;
 ρ : densidade do fluido;
 σ : tensão superficial;

A1, B1, C1, D1 e E1: posições de medição de velocidades.

Os subíndices ‘m’ e ‘p’ representam, respectivamente, modelo e protótipo, exceto em situações especificadas no texto.

RESUMO

Esta dissertação tem como objetivo verificar a viabilidade do uso de modelos físicos em pequena escala para o estudo de arranjo geral de aproveitamentos hidrelétricos. Busca-se aproximar, por baixo custo e rapidez, essa técnica de estudo das etapas iniciais do projeto básico, permitindo uma visualização de diversos arranjos para o aproveitamento antes de uma definição final. Para isso, foi realizado um estudo experimental comparando dois modelos físicos de uma mesma usina hidrelétrica, com escalas geométricas diferentes, um em escala usual – 1:100, e outro em menor escala – 1:300. O aproveitamento foi estudado com dois arranjos diferentes, para a definição do posicionamento apropriado do vertedouro. Os resultados obtidos em testes nos dois modelos foram confrontados, permitindo a comparação de níveis de água, velocidades, capacidade de descarga do vertedouro e condições gerais de escoamento. Adicionalmente, foram verificados e comparados detalhes relacionados ao projeto do vertedouro, como pressões e níveis de água ao longo da calha, mas somente para o segundo arranjo. Os efeitos de escala foram cuidadosamente estudados e as quantidades de materiais e mão-de-obra necessárias nas etapas de construção foram confrontadas, além dos aspectos construtivos dos dois modelos. O modelo em escala 1:300 é positivo em vários aspectos, tais como economia e agilidade de sua construção, entretanto este estudo mostra que existem muitas restrições em seu uso. Recomendações sobre a utilização dos resultados obtidos no modelo 1:300 são apresentadas, além de sugestões para trabalhos futuros.

ABSTRACT

The aim of this dissertation is to verify the viability of low cost small scale modelling for studies of layouts of hydraulic structures. This technique is for initial stages of basic projects, allowing visualisations of several layouts before the final decision. Two reduced scale models of same hydroelectric plant, with different geometrical scales (1:100 and 1:300), were used for comparison. Two different layouts for the definition of a proper location of the spillway were studied. The results obtained by tests in this two models were compared, focusing on water levels, velocities, discharge capacity of the spillway and general flow conditions. It were also verified and compared many details related to the spillway design, like pressure and water levels along the chute, but only for the second layout. The scale effects were carefully studied, and constructive aspects and quantities of material and labour spent during the construction of the models were compared. The use of 1:300 (small) scale model is positive in many aspects, such as economy and duration of its construction, but this study points out many restrictions. Recommendations about the utilisation of the results obtained by 1:300 model and suggestions for future works are presented.

1. INTRODUÇÃO

As alterações promovidas nos últimos anos no setor elétrico brasileiro fizeram com que o espaço de tempo compreendido entre o início do projeto de um aproveitamento hidrelétrico e o seu início de geração comercial fosse bastante abreviado. Com isso, os estudos durante a etapa de projeto básico do aproveitamento foram drasticamente encurtados, e os estudos em modelos reduzidos, neste novo contexto, passaram a acontecer quase simultaneamente com a construção da obra, na fase de projeto executivo. Como durante esses estudos podem ser descobertos problemas hidráulicos que implicariam em alterar o arranjo geral do aproveitamento, ocorrem impasses que, via de regra, atrasam a obra.

A escolha do tema desta dissertação baseou-se em questionamentos de uma empresa projetista ao Centro de Hidráulica e Hidrologia Prof. Parigot de Souza (CEHPAR) sobre a possibilidade de utilização de modelos mais reduzidos (aparentemente mais rápidos e mais baratos) que os usuais, para estudos de definição de arranjo geral de usinas hidrelétricas, tentando aproximar esta técnica de estudo das etapas iniciais do projeto básico. Com isto, o projetista teria a possibilidade de estudar em modelo reduzido diferentes arranjos, visualizando e comparando-os antes da definição final.

Este estudo, portanto, tem a finalidade de determinar a viabilidade técnica e econômica de estudos realizados em modelos reduzidos de pequena escala e, adicionalmente, observar as diferenças entre os valores de grandezas físicas medidas em dois modelos em escalas geométricas diferentes, a fim de caracterizar o chamado efeito de escala.

Para o estudo de caso, foi escolhido um aproveitamento hidrelétrico que apresentou, durante sua modelagem física, a necessidade de grande alteração no arranjo geral da obra. Este aproveitamento foi então reproduzido em uma escala geométrica mais reduzida – 1:300, com a finalidade de observar se os problemas demonstrados pelo modelo com escala usual – 1:100 – também poderiam ser vistos em um modelo mais econômico, além de avaliar os aspectos construtivos, econômicos e

técnicos da utilização de modelos de pequena escala na definição de arranjos de aproveitamentos hidrelétricos.

O principal motivo da alteração do arranjo geral do aproveitamento escolhido para estudo de caso, e da maioria dos aproveitamentos, foi o posicionamento do vertedouro. Portanto, a reprodução do modelo em escala 1:300 foi parcial, limitando-se ao estudo dos aspectos envolvendo essa estrutura.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. MODELOS FÍSICOS

A utilização de modelos físicos reduzidos é um método muito eficiente para solucionar problemas em estruturas hidráulicas.

Um modelo hidráulico pode ser definido como um modelo físico que reproduz um sistema real, denominado protótipo, geralmente em menor escala, onde são simulados os fenômenos hidráulicos, permitindo a observação visual do escoamento e a quantificação de grandezas relevantes.

Segundo NOVAK e CÁBELKA [1981], o projeto de qualquer estrutura hidráulica pode ser aprimorado de três maneiras: por teoria (métodos analíticos ou numéricos); por conhecimento acumulado em estruturas similares anteriores; ou por experimentação através de um modelo do projeto proposto. A singularidade e as circunstâncias de um projeto hidráulico geralmente afastam a possibilidade do uso direto de experiências anteriores, ficando este aprimoramento a nível de consultoria especializada. Também o tratamento teórico é contestado em problemas de fluxos não uniformes e não permanentes, movimentação de sedimentos, dispersão e em casos com geometrias complexas. Portanto, em muitas situações a modelagem física é o único método prático para solucionar os problemas em projetos.

A confiabilidade dos modelos hidráulicos está vinculada a certas condições matemáticas, denominadas critérios de semelhança, que garantem a transposição dos resultados do modelo para o protótipo.

Do ponto de vista técnico, o modelo deve ser o maior possível para garantir a sua precisão. Entretanto, do ponto de vista econômico, procura-se construir um modelo o menor possível satisfazendo as condições limites e assegurando a não distorção dos resultados procurados.

O estudo de aproveitamentos hidrelétricos em modelos reduzidos é realizado, usualmente, através da construção de modelos que reproduzem, em um conjunto único, o trecho de rio e as estruturas a serem implantadas. A escala geométrica freqüentemente utilizada para a construção desses modelos está entre 1:50 e 1:100.

Essas escalas são definidas, em geral, através de experiências anteriores, e costumam apresentar um bom compromisso entre a economia e a qualidade dos resultados. São escolhidas de modo a evitar a ocorrência de escoamentos com baixo número de Reynolds no modelo, garantindo a reprodução do escoamento em regime turbulento rugoso.

2.2. ANÁLISE DIMENSIONAL APLICADA A MODELOS REDUZIDOS HIDRÁULICOS

A análise do movimento de fluidos deve ser feita considerando as variáveis atuantes no escoamento: velocidades, acelerações, variações de pressão, densidade, elasticidade e viscosidade do fluido, tensão superficial e dimensões lineares das paredes sólidas.

O escoamento, portanto, pode ser escrito como uma função dessas variáveis:

$$f(\ell, v, g, \Delta p, \rho, \mu, E, \sigma) = 0 \quad (2.1)$$

Para uma análise dimensional do escoamento, relacionamos estas variáveis à três dimensões básicas da Mecânica Racional: massa (M), comprimento (L) e tempo (T), como segue:

- Dimensões lineares: ℓ [L];
- Velocidades: v [LT^{-1}];
- Acelerações, em particular a devida à ação da gravidade: g [LT^{-2}];
- Variações de pressão: Δp [$ML^{-1}T^{-2}$];
- Densidade do fluido: ρ [ML^{-3}];
- Viscosidade do fluido: μ [$ML^{-1}T^{-1}$];
- Módulo de elasticidade volumétrica: E [$ML^{-1}T^{-2}$]; e
- Tensão superficial: σ [MT^{-2}].

Em casos em que efeitos termodinâmicos são importantes, inclui-se a temperatura como quarta dimensão básica.

A reunião dessas variáveis em números adimensionais, através do Teorema de Buckingham [CARNEIRO, 1993], permite a análise do problema através de um menor número de variáveis.

Os números adimensionais geralmente utilizados para o estudo de escoamento de fluidos são:

$$Eu = \frac{\Delta p}{\rho v^2} \rightarrow \text{número de Euler} \quad (2.2)$$

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g\ell}} \rightarrow \text{número de Froude} \quad (2.3)$$

$$Re = \frac{v\ell\rho}{\mu} \rightarrow \text{número de Reynolds} \quad (2.4)$$

$$We = \frac{v^2\rho\ell}{\sigma} \rightarrow \text{número de Weber} \quad (2.5)$$

$$Ma = \sqrt{\frac{\rho v^2}{E}} \rightarrow \text{número de Mach} \quad (2.6)$$

Cada parâmetro representa a relação entre duas forças presentes no escoamento, cujo valor indica a importância relativa de uma delas face à outra.

As forças atuantes nos escoamentos de fluidos são:

$$- \text{ Força de inércia (Resultante): } F_i = ma \propto \rho l^3 (v/t) \propto \rho l^2 v (\ell/t) \propto \rho l^2 v^2 \quad (2.7)$$

$$- \text{ Forças devidas às pressões: } F_p = (\Delta p)A \propto (\Delta p)\ell^2 \quad (2.8)$$

$$- \text{ Ação da gravidade: } F_g = mg \propto \rho l^3 g \quad (2.9)$$

$$- \text{ Ações viscosas: } F_\mu = \mu (dv/dy)A \propto \mu v \ell \quad (2.10)$$

$$- \text{ Compressibilidade: } F_\alpha = EA \propto E\ell^2 \quad (2.11)$$

$$- \text{ Tensão superficial: } F_\sigma = \sigma \ell \quad (2.12)$$

O número de Euler representa a relação entre a força de pressão e a força de inércia atuantes no escoamento. O número de Froude representa a relação entre a força de inércia e o peso (elevado ao expoente $1/2$). O número de Reynolds é a relação entre forças de inércia e forças viscosas; o número de Weber é a relação entre forças de inércia e forças de tensão superficial e o número de Mach é a relação entre forças de inércia e forças elásticas (elevado ao expoente $1/2$).

2.3. TEORIA DA SEMELHANÇA

Dois escoamentos são ditos semelhantes quando suas características podem ser relacionadas através de constantes de proporcionalidade, chamadas de escalas. Essas escalas devem atender condições matemáticas denominadas critérios de semelhança.

Para que dois escoamentos de ordem de grandeza diferentes sejam semelhantes integralmente, são necessárias simultaneamente a semelhança geométrica, a cinemática e a dinâmica.

Por semelhança geométrica, entende-se semelhança na forma. Dois escoamentos são semelhantes geometricamente se a relação entre as dimensões lineares correspondentes nos dois sistemas se mantiver constante. Esta relação é chamada de escala geométrica (λ), e pode ser obtida através da razão entre os comprimentos no modelo (ℓ_m) e no protótipo (ℓ_p).

$$\lambda = \frac{\ell_m}{\ell_p} \quad (2.13)$$

A escala geométrica é, também, denominada básica, por ser a primeira a ser definida. Por este motivo ela é grafada sem o sub-índice ℓ .

A semelhança cinemática corresponde à semelhança de movimento, ou seja, da velocidade. Sendo a velocidade uma relação entre comprimento e tempo, os dois sistemas devem ser relacionados por duas constantes de proporcionalidade:

$$\lambda = \frac{\ell_m}{\ell_p} \text{ e } \lambda_t = \frac{t_m}{t_p} \quad (2.14)$$

onde λ_t é chamada de escala de tempos.

E a semelhança dinâmica é obtida quando as relações entre todas as forças homólogas nos dois sistemas forem as mesmas. A força pode ser expressa nas unidades MLT^{-2} , portanto os dois sistemas devem ser relacionados por três constantes de proporcionalidade:

$$\lambda = \frac{\ell_m}{\ell_p}, \lambda_t = \frac{t_m}{t_p} \text{ e } \lambda_m = \frac{m_m}{m_p} \quad (2.15)$$

onde λ_m é chamada de escala de massa.

Ou seja, se um escoamento é dinamicamente semelhante, as semelhanças geométrica e cinemática já foram, a priori, respeitadas.

As forças normalmente atuantes nos escoamentos de fluidos reais são forças devidas à variação de pressões (F_p), forças devidas à viscosidade (F_μ), forças devido à gravidade (F_g), forças devido à tensão superficial (F_σ) e forças devido à compressibilidade (F_α).

A equação do movimento pode ser escrita como a somatória dessas forças que, de acordo com a segunda lei de Newton, é igualada à massa sobre as quais as forças atuam multiplicada pela aceleração (força de inércia \overline{F}_i).

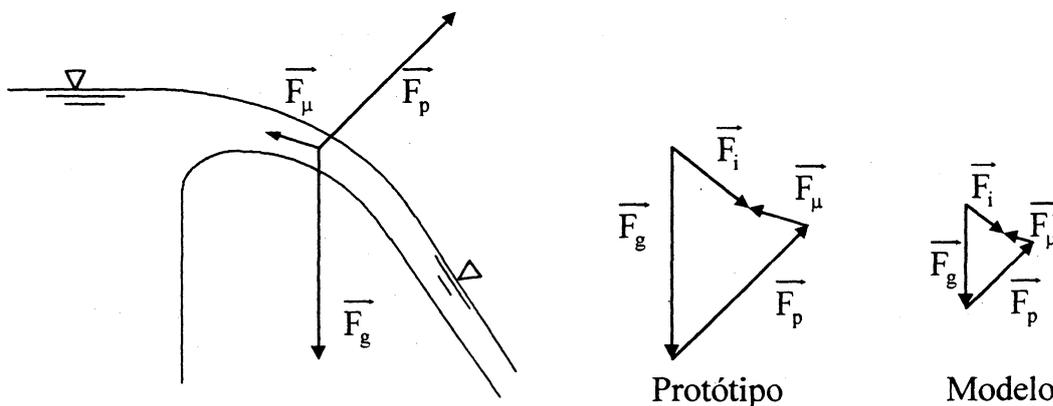
$$\overline{F}_p + \overline{F}_\mu + \overline{F}_g + \overline{F}_\sigma + \overline{F}_\alpha = m \cdot \overline{a} \quad (2.16)$$

A equação (2.16) pode ser escrita como

$$\overline{F}_p + \overline{F}_\mu + \overline{F}_g + \overline{F}_\sigma + \overline{F}_\alpha - \overline{F}_i = 0 \quad (2.17)$$

No estudo de um escoamento sobre uma soleira livre, por exemplo, as forças atuantes no escoamento são representadas como na figura 2.1 [DAILY; HARLEMAN, 1966].

FIGURA 2.1 –FORÇAS ATUANTES NO ESCOAMENTO



Os polígonos de forças atuantes no modelo e no protótipo devem ser similares para satisfazer a condição de semelhança dinâmica, o que implica em que as relações entre forças sejam iguais

$$\frac{\overline{F}_{i_m}}{\overline{F}_{i_p}} = \frac{\overline{F}_{p_m} + \overline{F}_{\mu_m} + \overline{F}_{g_m} + \overline{F}_{\sigma_m} + \overline{F}_{\alpha_m}}{\overline{F}_{p_p} + \overline{F}_{\mu_p} + \overline{F}_{g_p} + \overline{F}_{\sigma_p} + \overline{F}_{\alpha_p}} \quad (2.18)$$

e que

$$\frac{F_{i_m}}{F_{i_p}} = \frac{F_{p_m}}{F_{p_p}} = \frac{F_{\mu_m}}{F_{\mu_p}} = \frac{F_{g_m}}{F_{g_p}} = \frac{F_{\sigma_m}}{F_{\sigma_p}} = \frac{F_{\alpha_m}}{F_{\alpha_p}} \quad (2.19)$$

Para a semelhança dos polígonos de força ser atingida é necessário e suficiente que apenas (n-1) das relações de igualdade sejam satisfeitas, com a enésima relação resultando automaticamente igual às demais.

Essas relações podem ser reescritas como:

$$\left(\frac{F_i}{F_p} \right)_m = \left(\frac{F_i}{F_p} \right)_p \rightarrow \left(\frac{\rho v^2}{\Delta p} \right)_m = \left(\frac{\rho v^2}{\Delta p} \right)_p \rightarrow Eu_m = Eu_p \quad (2.20)$$

$$\left(\frac{F_i}{F_g} \right)_m = \left(\frac{F_i}{F_g} \right)_p \rightarrow \left(\frac{v^2}{\ell g} \right)_m = \left(\frac{v^2}{\ell g} \right)_p \rightarrow Fr_m = Fr_p \quad (2.21)$$

$$\left(\frac{F_i}{F_\mu} \right)_m = \left(\frac{F_i}{F_\mu} \right)_p \rightarrow \left(\frac{\rho v \ell}{\mu} \right)_m = \left(\frac{\rho v \ell}{\mu} \right)_p \rightarrow Re_m = Re_p \quad (2.22)$$

$$\left(\frac{F_i}{F_\alpha} \right)_m = \left(\frac{F_i}{F_\alpha} \right)_p \rightarrow \left(\frac{\rho v^2}{E} \right)_m = \left(\frac{\rho v^2}{E} \right)_p \rightarrow Ma_m = Ma_p \quad (2.23)$$

$$\left(\frac{F_i}{F_\sigma} \right)_m = \left(\frac{F_i}{F_\sigma} \right)_p \rightarrow \left(\frac{\rho v^2 \ell}{\sigma} \right)_m = \left(\frac{\rho v^2 \ell}{\sigma} \right)_p \rightarrow We_m = We_p \quad (2.24)$$

Para obtermos a semelhança integral, é necessário obedecer a igualdade de todos os números adimensionais no modelo e no protótipo. Essa condição é geralmente atingida apenas em modelos com escala geométrica 1:1. Na maioria dos casos a construção de um modelo implica na imposição da semelhança da força mais importante que atua no escoamento, buscando-se uma escala geométrica mais adequada economicamente.

No caso de um escoamento com predominância da ação da gravidade, a condição de semelhança dinâmica é representada pela igualdade dos números de Froude, isto é, a relação entre a força de inércia e a força devida à ação da gravidade no escoamento deve ser a mesma no modelo e no protótipo. As ações viscosas, neste caso, não serão fielmente representadas no modelo.

Em escoamentos nos quais as ações viscosas são as de maior importância, utiliza-se a igualdade dos números de Reynolds como critério de semelhança entre o modelo e o protótipo, ficando distorcida a ação da gravidade.

Tanto a igualdade dos números de Froude quanto a igualdade dos números de Reynolds respeitam a Lei de Euler, ou seja, a ação de forças devidas às diferenças de pressões será representada com semelhança em qualquer dos dois casos.

2.4. ESCOAMENTOS COM SUPERFÍCIE LIVRE

Em escoamentos com superfície livre as principais forças atuantes são a força devida à ação da gravidade e a força devida às ações viscosas. A semelhança dinâmica entre dois sistemas que apresentam superfície livre deve obedecer, portanto, ao critério de semelhança de Froude e o critério de semelhança de Reynolds simultaneamente. Esta simultaneidade, entretanto, limita a escolha da escala geométrica à escolha do fluido a ser utilizado no modelo.

Esta situação é demonstrada matematicamente a seguir:

- Critério de semelhança de Froude:

$$\frac{Fr_m}{Fr_p} = 1 \rightarrow \frac{Fr_m}{Fr_p} = \frac{\frac{v_m}{\sqrt{g_m \cdot \ell_m}}}{\frac{v_p}{\sqrt{g_p \cdot \ell_p}}} = 1 \quad (2.25)$$

Sendo $\frac{v_m}{v_p} = \lambda_v$; $\frac{g_m}{g_p} = \lambda_g$ e $\frac{\ell_m}{\ell_p} = \lambda$, então:

$$\lambda_v = \sqrt{\lambda_g \cdot \lambda} \quad (2.26)$$

- Critério de semelhança de Reynolds:

$$\frac{Re_m}{Re_p} = 1 \rightarrow \frac{Re_m}{Re_p} = \frac{\frac{v_m \cdot \ell_m}{\nu_m}}{\frac{v_p \cdot \ell_p}{\nu_p}} = 1 \quad (2.27)$$

Sendo $\frac{v_m}{v_p} = \lambda_v$; $\frac{\nu_m}{\nu_p} = \lambda_\nu$; e $\frac{\ell_m}{\ell_p} = \lambda$, então:

$$\lambda_v = \frac{\lambda_v}{\lambda} \quad (2.28)$$

Igualando 2.26 e 2.28:

$$\frac{\lambda_v}{\lambda} = \sqrt{\lambda_g \cdot \lambda} \rightarrow \lambda_v^2 = \lambda_g \cdot \lambda^3 \quad (2.29)$$

Sendo as condições gravitacionais as mesmas para o modelo e o protótipo, o fator gravitacional torna-se 1. Então, as viscosidades cinemáticas dos dois fluidos (do modelo e do protótipo) devem obedecer a relação:

$$\lambda = \lambda_v^{2/3} \quad (2.30)$$

No estudo de aproveitamentos hidrelétricos, onde o fluido do protótipo é sempre a água ($\nu \cong 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$), torna-se difícil satisfazer a equação (2.30) para uma escala geométrica (λ) econômica. Entre os líquidos comuns, alguns dos que apresentam as menores viscosidades cinemáticas são o mercúrio ($\nu \cong 1,4 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$), a gasolina ($\nu \cong 6,7 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$) e a acetona ($\nu \cong 4,1 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$). Pela equação (2.30), a escala geométrica para o uso simultâneo dos critérios de Froude e Reynolds no caso de utilização do mercúrio seria aproximadamente igual a 1:4, no caso da gasolina resultaria em escalas geométricas da ordem de 1:1,3 e, no caso da acetona, 1:1,8. A utilização desses líquidos na modelagem física, além de não resultar em escalas geométricas econômicas, ainda é desfavorável devido à toxicidade e riscos de incêndio, uma vez que a modelagem de aproveitamentos hidrelétricos exige-os em grande quantidade.

Na busca de uma escala mais econômica, utilizando a água como o fluido do modelo, deve-se eliminar algum critério do sistema de condições de semelhança.

Como o estudo de aproveitamentos hidrelétricos envolve o escoamento de água em rios e canais, e esse fluido possui uma viscosidade muito baixa, é comum que essa situação de escoamento apresente altos números de Reynolds. Além disso, a rugosidade encontrada nas margens dos rios e também nos canais do aproveitamento é geralmente alta. Aliando estes dois fatos, pode-se dizer que o estudo de aproveitamentos hidrelétricos geralmente envolve escoamentos em regime turbulento rugoso, no qual os efeitos viscosos apresentam uma influência menor do que os efeitos

da gravidade. Portanto, o critério de semelhança usualmente eliminado nestes casos é o de Reynolds. A desigualdade dos números de Reynolds acarreta a não-semelhança integral dos dois sistemas, sendo a principal responsável pelas diferenças observadas entre medições de modelo e protótipo. A discrepância de resultados é denominada “efeito de escala”.

As forças devidas à tensão superficial também estão presentes em escoamentos com superfície livre, porém com menor grau de influência. Contudo, em estudos de vórtices e aeração sua importância é acentuada, e a modelagem deve cumprir algumas condições adicionais para atingir a semelhança dinâmica, além do critério de Froude [NEIDERT et al, 1991 e PINTO, 1985].

No estudo de escoamentos curvilíneos, como é o caso de escoamentos sobre vertedouros, a influência da tensão superficial na modelagem ainda é um objeto de estudo [KOBUS, 1980; MAXWELL et al, 1969; NAGO, 1985; SARGINSON, 1972 e WAKLU, 1985].

2.5. EFEITOS DE ESCALA

Os efeitos de escala representam o resultado do tratamento impróprio de uma ou mais variáveis das quais as quantidades a serem medidas são dependentes. No caso de semelhança de escoamentos com superfície livre, tratadas seguindo o critério de semelhança de Froude, os principais efeitos de escalas devem-se à ação da viscosidade e da tensão superficial.

A viscosidade é uma propriedade física dos fluidos que origina a resistência ao deslocamento entre elementos de fluido adjacentes. É a responsável pela resistência a deformações no interior de um escoamento, atuando na formação da camada limite, introduzindo perdas de energia no escoamento e controlando o início, a intensidade e a estrutura da turbulência.

O escoamento de um fluido real, em condutos ou em canais, pode ser laminar ou turbulento. No escoamento laminar, as partículas de fluido movem-se em trajetórias geometricamente previsíveis, mantendo-se na mesma posição relativa na seção transversal, com camadas deslizando sobre camadas. Os efeitos viscosos são

preponderantes à inércia das partículas, impedindo a movimentação transversal no interior do fluido. No escoamento turbulento, as forças de inércia das partículas são superiores às ações viscosas, permitindo a ocorrência de uma movimentação caótica.

A turbulência é iniciada quando a trajetória de um fluido se torna instável em um ponto qualquer, devido à flutuações locais de velocidade. A perturbação gerada pela flutuação de velocidades dá origem a diferenças de pressão no escoamento, provocando um deslocamento das linhas de corrente. Nos locais de descontinuidade do fluxo, formam-se redemoinhos de magnitudes finitas, que podem, ou não, ser amortecidos pelas forças viscosas.

No regime laminar, a ação da viscosidade amortece o aparecimento de turbulências. Entretanto, em situações que envolvem a combinação de baixa viscosidade, alta velocidade ou grandes seções de fluxo, o escoamento torna-se instável, e as turbulências resultantes estendem-se por todo o escoamento, originando o regime turbulento.

Os regimes laminar, turbulento e de transição (como é chamado o regime do escoamento que já deixou de ser laminar, mas a turbulência não está totalmente desenvolvida), tanto para escoamentos em canais como para escoamentos em condutos, podem ser expressos por um diagrama que relaciona o número de Reynolds (Re) com um fator de resistência (f).

O fator de resistência é um coeficiente de proporcionalidade introduzido na fórmula de Darcy-Weisbach, desenvolvida para o cálculo de perda de carga (h_p) em condutos fechados [CHOW, 1959]:

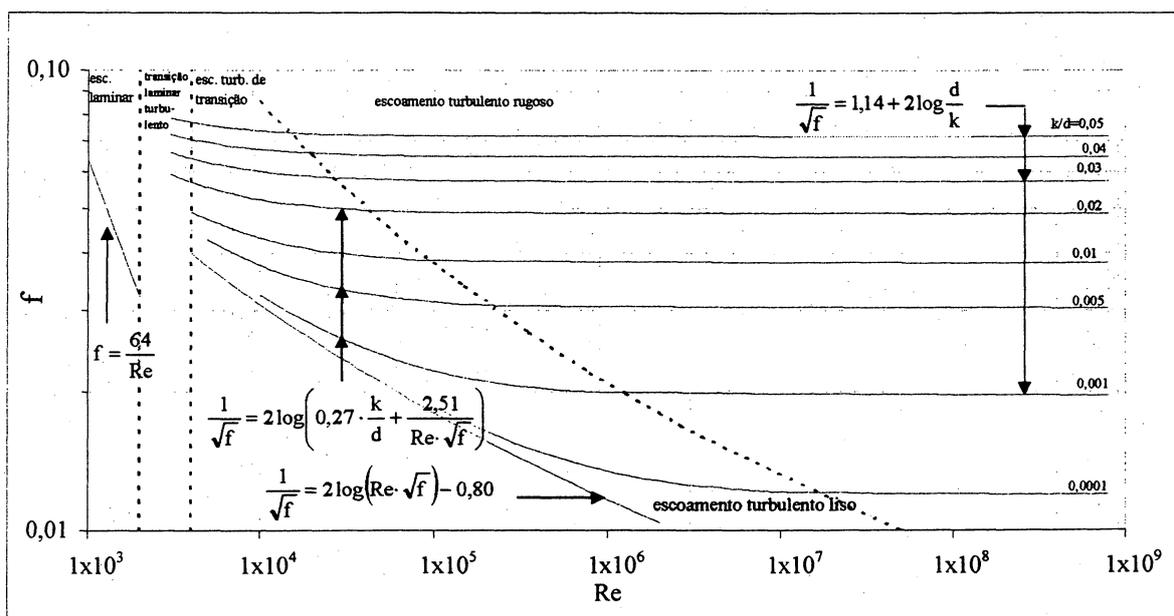
$$h_p = f \cdot \frac{L}{d} \cdot \frac{U^2}{2g} \quad (2.31)$$

Além de depender da velocidade (U) e do diâmetro do conduto (d), o fator de resistência engloba os efeitos viscosos e os efeitos da rugosidade relativa presentes no escoamento. Portanto, pode-se dizer que o fator de resistência é uma função do número de Reynolds do escoamento e da rugosidade relativa (razão entre a rugosidade equivalente – k – e o diâmetro do conduto).

Em escoamentos semelhantes dinamicamente, as perdas de carga devem ser similares, e portanto o fator de resistência deve ser o mesmo no modelo e no protótipo.

O diagrama de Moody, ilustrado na figura 2.2, apresenta a plotagem do fator de resistência de uma série de experiências com condutos lisos e rugosos em função do número de Reynolds e das rugosidades relativas (k/d).

FIGURA 2.2 – DIAGRAMA DE MOODY



Fonte: VENNARD, STREET [1978].

Pela análise do diagrama de Moody, nota-se, simplificadamente, que:

- o regime de escoamento varia com o aumento do número de Reynolds;
- a transição entre os regimes laminar e turbulento ocorre de forma pouco definida, onde a previsão do fator de resistência é imprecisa e depende do número de Reynolds, da rugosidade relativa e de características do fluxo em instantes de tempo anteriores;
- para escoamentos laminares, o número de Reynolds influencia em muito a determinação do fator de resistência, enquanto que a rugosidade relativa não é significativa;
- no caso de escoamentos turbulentos, as curvas para cada rugosidade relativa são distintas, e tendem a tornar-se horizontais para crescentes números de

Reynolds, refletindo a cada vez menor importância da viscosidade no escoamento, chegando à situação em que o fator de resistência só depende da rugosidade relativa (escoamento turbulento rugoso).

Em escoamentos em canais, contudo, o cálculo da perda de energia não vem sendo realizado pela fórmula de Darcy-Weisbach. Destaca-se o uso da fórmula de Manning

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R_h^{2/3} \cdot S^{1/2} \quad (2.32)$$

onde S é a declividade da linha de energia (análogo a h_p/L), A é a área da seção transversal, R_h é o raio hidráulico e n é o coeficiente de Manning, fator que engloba os efeitos de resistência ao escoamento.

A interpretação do diagrama de Moody pode ser aplicada tanto para os escoamentos em condutos quanto para os escoamentos com superfície livre, já que o mecanismo de resistência é o mesmo. O coeficiente de Manning e o fator de resistência podem ser relacionados através da equação:

$$n = \sqrt{\frac{f}{8 \cdot g}} \cdot R_h^{1/6} \quad (2.33)$$

que pode ser deduzida através das equações de perdas de carga em canais e em condutos, fazendo o diâmetro do conduto equivalente a $4R_h$ [HENDERSON, 1966].

As condições de contorno em canais e em condutos podem ser bastante diferentes, mas segundo HENDERSON [1966], aparentemente os efeitos da forma da seção transversal são pequenos, ao menos com os limites de precisão normalmente aceitos na prática.

Os escoamentos com superfície livre em aproveitamentos hidrelétricos estão, em geral, no regime turbulento rugoso, e apresentam uma resistência acentuada. A origem dessa resistência não está na viscosidade do fluido, mas na alta turbulência do escoamento. Nesses escoamentos, os números de Reynolds são sempre elevados e, de acordo com o diagrama de Moody, a questão da semelhança dinâmica se resume a um problema de semelhança geométrica da textura da rugosidade dos contornos sólidos e

não de igualdade dos números de Reynolds. Portanto, se os escoamentos do modelo e do protótipo estiverem no regime turbulento rugoso, o número de Reynolds não terá interferência no fator de resistência, e a existência dos efeitos de escala deve ser atribuída à falta de semelhança geométrica da rugosidade das paredes. Entretanto, se o escoamento do modelo apresentar números de Reynolds não tão elevados a ponto de ser estabelecido o regime turbulento rugoso, os efeitos viscosos terão maior importância no fator de resistência, interferindo assim na semelhança das perdas de carga do escoamento.

No escoamento turbulento, as perdas de energia variam com uma potência de 1,7 a 2 da velocidade [STREETER; WYLIE, 1980], pois as turbulências geram maiores tensões de cisalhamento, causando maiores irreversibilidades, enquanto que no escoamento laminar elas variam linearmente com a velocidade. Portanto, para uma situação favorável na modelagem física é necessário que ambos, modelo e protótipo, estejam no mesmo regime de escoamento, preferencialmente no regime turbulento rugoso.

O não cumprimento do critério de Reynolds pode ocasionar diferenças no modelo em relação ao protótipo, à medida que os efeitos viscosos apresentem uma influência significativa no modelo.

Além de diferenças nas perdas de energia, o desenvolvimento da camada limite em modelos e protótipos pode ser distinto. Em escoamentos com superfície livre, a espessura da camada limite influencia na profundidade do escoamento, e, conseqüentemente, na medição de pressões, uma vez que a altura de pressão é dependente da profundidade do escoamento. Portanto, os efeitos de escala entre modelos e protótipos que apresentam regimes de escoamento distintos podem afetar a validade das medições realizadas em modelo, e devem ser levados em conta sempre que houver divergências significativas entre os números de Reynolds.

Na modelagem de aproveitamentos hidrelétricos, além dos efeitos viscosos, também a tensão superficial não é corretamente reproduzida no modelo, uma vez que o número de Weber (relação entre as forças de inércia e a ação da tensão superficial) no modelo não é o mesmo do protótipo. A ação da tensão superficial tem importância

principalmente no estudo de vórtices e aeração do escoamento. No caso do estudo de aeração, é comum a utilização de modelos parciais, em maior escala, com a finalidade de minimizar os efeitos de escala provocados pela não semelhança da tensão superficial [PINTO, 1985]. Para o estudo de vórtices, a compensação dos efeitos de escala é feita, usualmente, através da utilização de uma escala distorcida de velocidades no modelo [NEIDERT, 1991].

Na representação dos coeficientes de descarga em escoamentos com lâmina livre existem contradições sobre a influência da tensão superficial nas diferenças observadas entre o modelo e o protótipo.

MAXWELL, HALL e WEGGED [1969] dizem que, em escoamentos curvilíneos, a menor escala para a qual um modelo de Froude pode ser construído não é, em geral, determinado pela tensão superficial. Já SARGINSON [1972], em estudo analítico seguido por experimental, afirma que a influência da tensão superficial existe, mas diminui com o aumento da carga sobre o vertedouro. Segundo KOBUS [1980], o coeficiente de descarga como determinado no modelo, o qual depende da forma do paramento de montante e da carga, pode ser aplicado diretamente ao protótipo desde que a carga selecionada para a queda seja maior que 2 cm no modelo.

Segundo WAKLU [1985], o critério de escala apropriado para o estudo de coeficientes de descarga em pequenos modelos ainda é indeterminado, e a extensão do efeito de escala não pode ser assegurada.

Para o estudo do coeficiente de descarga de escoamentos sob comportas, NAGO [1985] afirma que, nos efeitos de escala relacionados ao coeficiente de contração, a influência da tensão superficial é dominante sobre a influência da viscosidade.

A fiel representação de todos os parâmetros envolvidos em escoamentos com superfície livre possui pouca viabilidade prática e econômica. Entretanto, a opção por um critério de semelhança, geralmente o critério de Froude, resulta no aparecimento de efeitos de escala no modelo, prejudicando a sua confiabilidade. Esses efeitos são provocados pela discrepância entre os parâmetros adimensionais relevantes na reprodução do escoamento e não respeitados pelo critério escolhido.

Do ponto de vista técnico, a escala geométrica de um modelo hidráulico deve ser a maior possível, evitando que as forças distorcidas pelo critério de semelhança escolhido tornem-se significativas na representação do escoamento. Do ponto de vista econômico, busca-se reproduzir o protótipo na menor escala possível. Neste contexto, procura-se encontrar um equilíbrio entre praticidade, economia e bons resultados, escolhendo uma escala geométrica que melhor equacione estes três fatores.

3. CONSTRUÇÃO DO MODELO FÍSICO EM PEQUENA ESCALA

3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Para determinar a viabilidade de utilização de modelos hidráulicos em escala bastante reduzida na definição de arranjos gerais de usinas hidrelétricas, foi construído um modelo hidráulico em escala geométrica 1:300 de um aproveitamento hidrelétrico já estudado pelo Centro de Hidráulica e Hidrologia Prof. Parigot de Souza (CEHPAR) em escala geométrica usual (1:100). O objetivo foi realizar testes equivalentes nos dois modelos, para posterior comparação, além de analisar os aspectos econômicos e construtivos envolvidos.

O Aproveitamento Hidrelétrico de Itá foi escolhido como estudo de caso, por ter apresentado necessidade de alteração no seu arranjo geral em testes realizados no modelo reduzido, construído na escala geométrica 1:100. Em sua configuração inicial, o aproveitamento previa a construção de um vertedouro único localizado ao lado da casa de força. Tal arranjo mostrou-se inadequado do ponto de vista hidráulico, o que conduziu à divisão do vertedouro único em dois, com a adição de um vertedouro na margem oposta. Procurou-se verificar, no modelo 1:300, se tal necessidade de alteração também seria observada. Além disso, buscou-se investigar se o modelo 1:300 reproduz adequadamente resultados de níveis, velocidades e pressões, além da configuração do escoamento.

O primeiro arranjo estudado em modelo pelo CEHPAR foi, nesta dissertação, denominado Arranjo I, e o arranjo após a alteração foi denominado Arranjo II.

A definição da escala adotada para a construção do modelo hidráulico baseou-se na busca de uma escala mais reduzida do que as usuais, limitadas pela experiência a 1:100, e que ainda representasse os escoamentos de maneira razoavelmente realista. A escala 1:500, por exemplo, foi considerada inadequada, pois o grau de importância das tensões viscosas e da tensão superficial poderiam obter uma elevada significância, não representando adequadamente o escoamento. Ainda nesta escala haveria maior dificuldade e menor precisão na construção das estruturas, prejudicando os resultados. Já a escala 1:200 foi considerada muito próxima do limite utilizado atualmente, não

conduzindo a ganhos significativos de tempo e custo. A escala 1:300 foi escolhida por apresentar um melhor compromisso entre precisão dos resultados e custo.

O modelo reduzido em escala 1:100 foi construído pelo CEHPAR, encontrando-se em condições de operação durante a elaboração deste estudo. A configuração do modelo e os resultados dos testes foram disponibilizados pelo CEHPAR, com a autorização da empresa concessionária da exploração, a Itá Energética S. A. – ITASA.

3.2. APROVEITAMENTO HIDRELÉTRICO DE ITÁ

O Aproveitamento Hidrelétrico de Itá localiza-se entre as cidades de Itá – Santa Catarina, e Aratiba – Rio Grande do Sul, no rio Uruguai, conforme mapa de localização constante do Anexo A.

A proprietária do aproveitamento é a ITASA – Itá Energética S.A., a qual gentilmente cedeu todos os dados disponíveis para a realização desta dissertação.

Os dados básicos deste aproveitamento são [ELETROSUL, 1984]:

- Vazão mínima diária: 114 m³/s.
- Vazão média de longo período: 1.080 m³/s.
- Vazão decamilenar (afluente sem reservatório à montante): 50.000 m³/s.
- Enchente máxima provável:
 - Afluente sem reservatórios a montante: 52.000 m³/s.
 - Afluente com amortecimento em Machadinho: 46.800 m³/s.
 - Efluente amortecida em Machadinho e Itá: 45.780 m³/s.
- Vazão de projeto do desvio do rio: 16.324 m³/s.
- Cota de coroamento da ensecadeira principal: 308 m.
- Cota de coroamento da barragem de enrocamento com face de concreto: 377 m.
- Existência de três diques longitudinais, em solo, com comprimento total: 1.330 m.
- Circuito de geração: 5 máquinas Francis, com vazão de engolimento igual a 320 m³/s, e geração total de 1.620 MW.

- Vertedouro :

- Arranjo I – vertedouro único com 10 vãos de 18 m de largura, por 20 m de altura.
- Arranjo II – dois vertedouros, um com seis comportas na margem esquerda e outro com quatro vãos na margem direita; ambos com comportas de 18 m x 20 m.

As configurações gerais dos dois arranjos estudados neste trabalho estão apresentadas no item 4 – “Arranjos Estudados” – desta dissertação.

Como a finalidade deste estudo é a verificação da viabilidade do uso de modelos de pequena escala para o estudo de arranjos gerais, e o principal determinante do arranjo desta, e de quase todas as obras, é o vertedouro, apresentam-se, no Anexo B, os desenhos construtivos dos vertedouros para os dois arranjos.

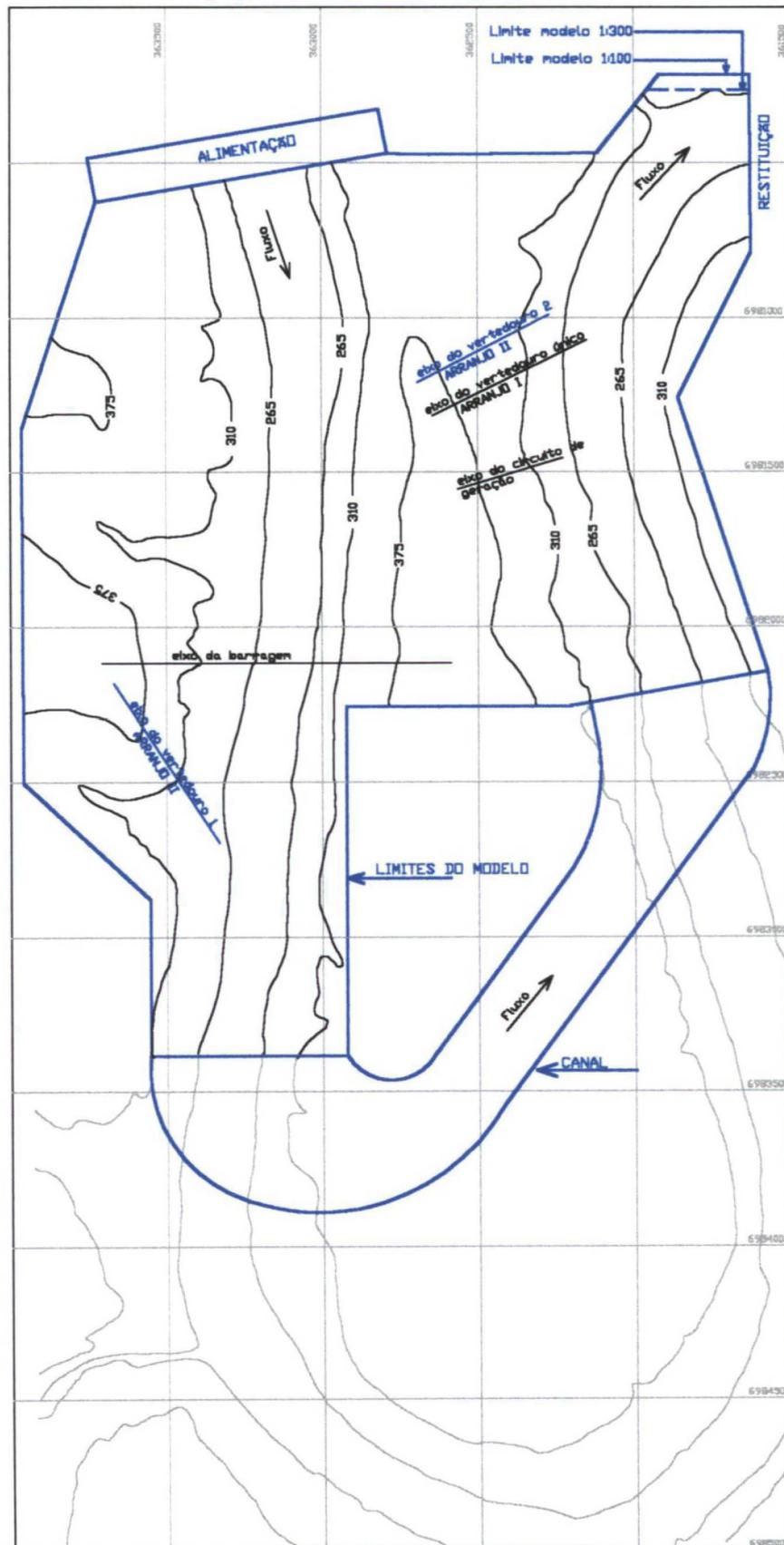
3.3. CONSTRUÇÃO DO MODELO EM ESCALA GEOMÉTRICA 1:300

O modelo foi projetado e construído no laboratório de hidráulica do CEHPAR, na escala geométrica 1:300, ocupando uma área de aproximadamente 80 m². O modelo em escala geométrica 1:100 ocupa uma área de 720 m².

A área reproduzida foi delimitada de modo a abranger o trecho do rio Uruguai no qual estão projetadas as estruturas do aproveitamento, garantindo uma área suficiente a montante e a jusante das estruturas para simular as condições de escoamento do protótipo. Para melhor comparação de resultados, optou-se pela utilização dos mesmos limites impostos no modelo reduzido em escala 1:100. A configuração geral do modelo reduzido encontra-se ilustrada na figura 3.1.

O trecho em curva do rio localizado fora dos limites do modelo foi substituído por um canal de seção retangular que garante as condições de escoamento no modelo a montante e a jusante com o auxílio de uma comporta basculante metálica, sem alterar as configurações do fluxo nas proximidades das estruturas. Esta simplificação também foi realizada no modelo em escala 1:100, apresentando resultados satisfatórios.

FIGURA 3.1- LIMITES DO MODELO



No modelo 1:300, foi necessário, ainda, um corte nas seções a jusante do modelo, próximas à restituição, devido à um limite físico existente no local da construção. O estreitamento desta seção foi compensado com a escavação do leito do rio nas seções finais do modelo. Esta operação foi realizada durante a calibragem do modelo.

O sistema de coordenadas e os limites do modelo foram demarcados sobre uma laje de concreto armado, e foram posicionadas seções transversais, desenhadas e recortadas em chapas de duratex, para a reprodução da topografia. Os espaçamentos entre as seções transversais foram preenchidos com pedra britada e o acabamento de superfície executado com argamassa de cimento alisada.

O método construtivo do modelo é ilustrado nas figuras 3.2 e 3.3.

FIGURA 3.2 – MÉTODO CONSTRUTIVO – ETAPA I

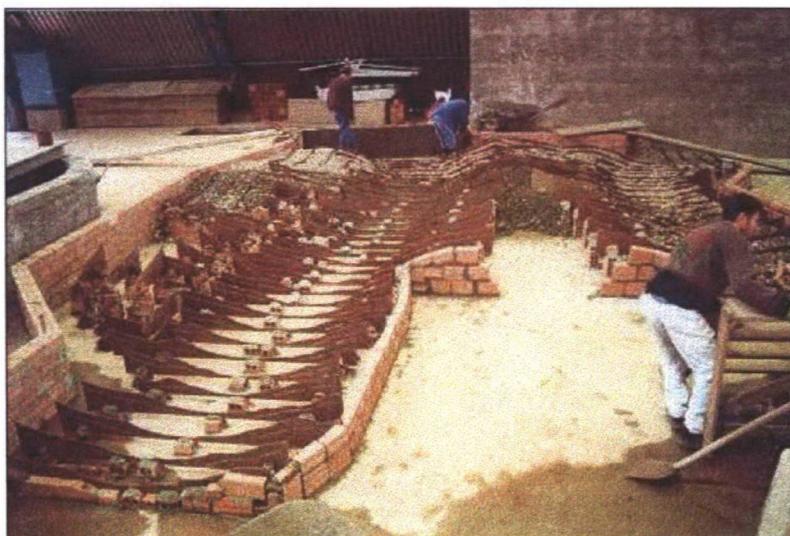


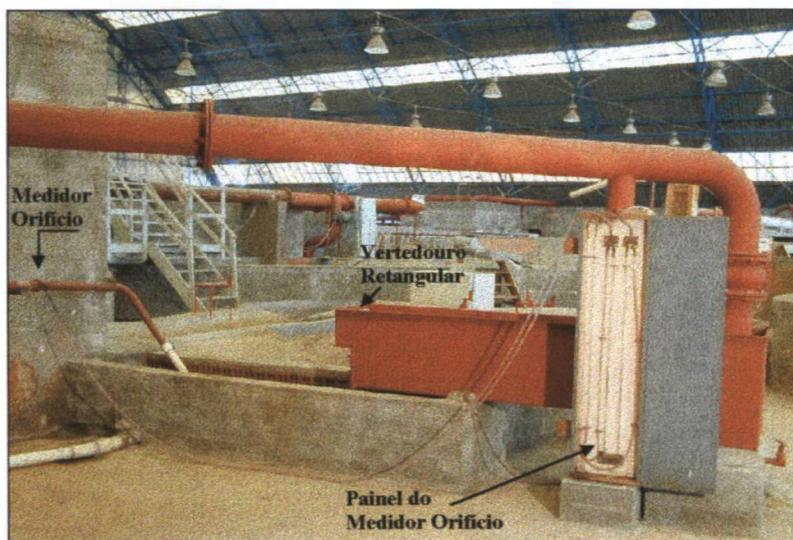
FIGURA 3.3 – MÉTODO CONSTRUTIVO – ETAPA II



As seções transversais no modelo 1:100 foram levantadas de 40 em 40 m no leito do rio e 50 em 50 m nas margens (dimensões de protótipo). No modelo 1:300 procurou-se aproveitar o levantamento feito para o modelo 1:100, espaçando as seções transversais de 80 em 80 m no leito e 100 em 100 m nas margens (dimensões de protótipo). Essa simplificação foi necessária para que as seções no modelo 1:300 ficassem com um espaçamento de no mínimo 25 cm. Um espaçamento menor tornaria mais complexo e mais lento o processo construtivo, contrariando a idéia deste ser um modelo mais prático e rápido.

A alimentação de água foi realizada através de tubulação de 200 mm de diâmetro, com uma ramificação de 50 mm de diâmetro, utilizando dois dispositivos de medição de vazão: um medidor tipo orifício (faixa de operação: 0,28 a 5,81 l/s) na tubulação de 50 mm, e um vertedouro retangular de lâmina delgada (faixa de operação: 4 a 60 l/s) na tubulação de 200 mm. Esta configuração está ilustrada na figura 3.4.

FIGURA 3.4 – ALIMENTAÇÃO DO MODELO

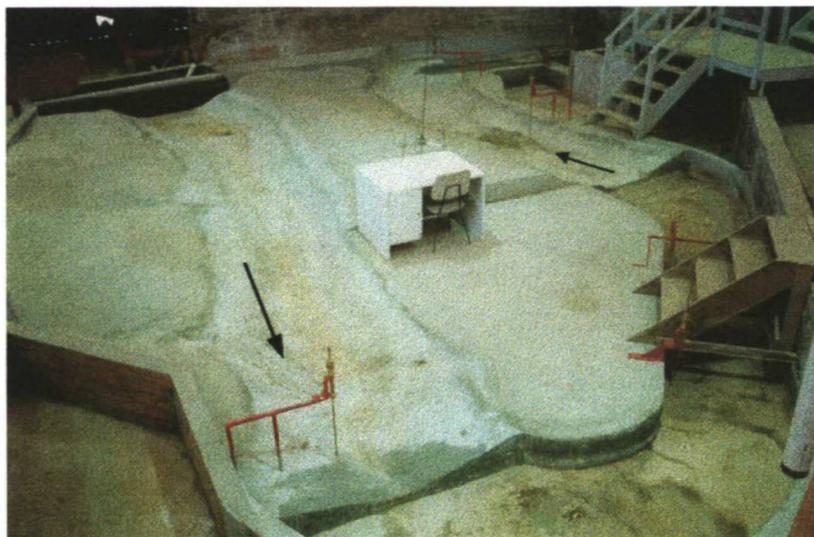


Um sistema de canaletas sob o piso do pavilhão do laboratório do CEHPAR permite o retorno por gravidade da água utilizada no modelo para um reservatório enterrado (cisterna). Deste, a água é bombeada para um reservatório elevado de nível constante, e conduzida para o modelo por gravidade, através de uma tubulação de 200 mm de diâmetro, formando um circuito fechado de água.

O Anexo C apresenta a planta do modelo construído em escala 1:300 – antes da implantação dos arranjos, os equipamentos utilizados para medição de vazão no modelo 1:300 e suas curvas de descarga, e os equipamentos utilizados para a medição de velocidades.

O modelo foi construído em três fases, sendo que na primeira fase foi reproduzida a topografia do rio, com acabamento em argamassa alisada, e foram instaladas duas comportas metálicas para controlar os níveis de água, uma no canal intermediário e outra na extremidade de jusante do modelo. Também foram implantadas quatro pontas linimétricas em posições equivalentes aos locais de réguas existentes no protótipo, para a calibragem do leito do rio, além de duas pontas linimétricas auxiliares e referências de nível. Nesta fase foi realizada a calibragem do leito, descrita no item 3.4. A figura 3.5 reproduz a configuração do modelo nesta fase.

FIGURA 3.5 – CONFIGURAÇÃO GERAL DO MODELO APÓS A CALIBRAGEM



Na segunda fase, foram implantados o vertedouro único, construído em acrílico, e a barragem, construída com pedra britada e acabamento com argamassa alisada. Esta fase reproduz o primeiro arranjo geral da obra estudado em modelo (Arranjo I), e é apresentada nas figuras 3.6 e 3.7. No modelo 1:300 não foram instalados os túneis de desvio e o circuito de geração, por estas estruturas não serem objetos de estudo para esta dissertação.

FIGURA 3.6 – ARRANJO I – VISTA GERAL DO MODELO

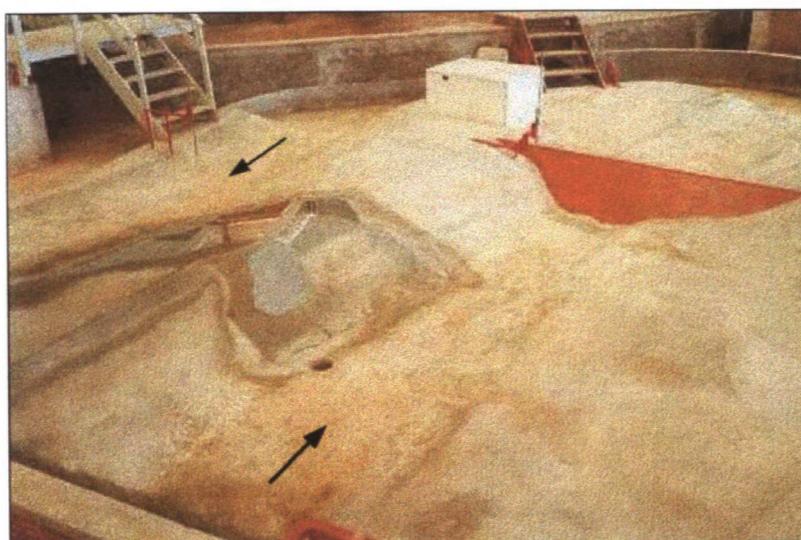
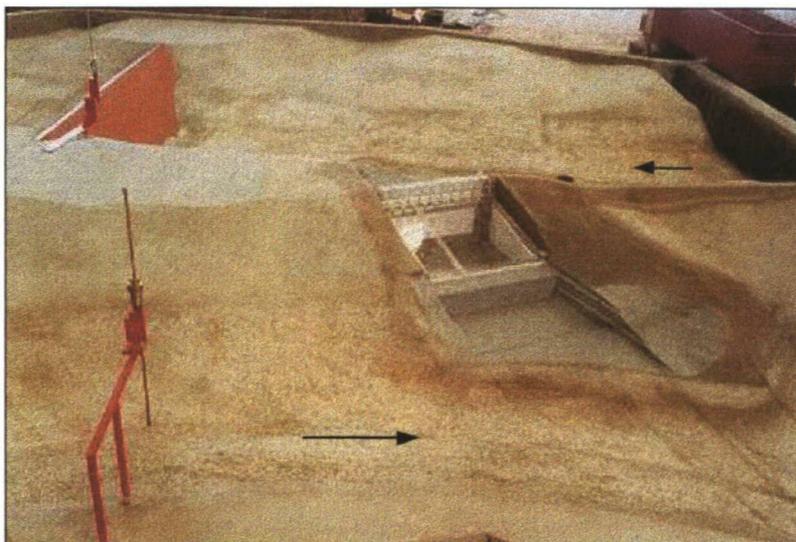


FIGURA 3.7 –ARRANJO I – VISTA DE JUSANTE DO VERTEDOIRO ÚNICO

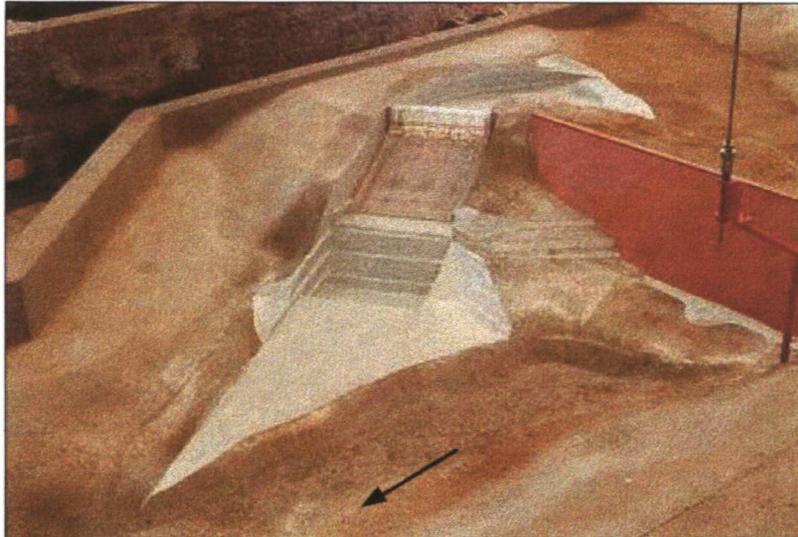


E a terceira fase reproduz o segundo arranjo geral da obra estudado (Arranjo II). Esse é o arranjo que se encontra implantado no modelo 1:100 durante a execução deste estudo.

O Arranjo II é constituído de dois vertedouros, um na margem direita e outro na margem esquerda do rio. Entretanto, para este estudo foi implantado somente o vertedouro localizado ao lado direito da barragem, chamado de vertedouro 1, uma vez que se decidiu concentrar esforços no estudo de apenas um vertedouro. O local ocupado pelo vertedouro único, e que seria ocupado pelo vertedouro 2 neste arranjo, foi fechado com argamassa de cimento, reconstruindo a topografia.

O arranjo implantado no modelo 1:300 está ilustrado na figura 3.8.

FIGURA 3.8 – ARRANJO II – VISTA GERAL DO MODELO



3.4. COMPARATIVO DA CONSTRUÇÃO DOS MODELOS 1:100 E 1:300

Análise econômica

O estudo em modelos de pequena escala deve ser viável tanto a nível técnico (comentado no item 4 – arranjos estudados) quanto econômico e prático.

Neste item, busca-se analisar os aspectos econômicos envolvidos no estudo, através de uma comparação dos materiais e do tempo gasto nos modelos 1:100 e 1:300.

O quadro 3.1 descreve, resumidamente, a quantidade de horas despendidas por profissionais atuantes na construção e operação dos dois modelos.

QUADRO 3.1 – RECURSOS HUMANOS

DESCRIÇÃO	HORAS		RELAÇÃO 1:100/1:300
	1:300	1:100	
Engenheiros e Técnicos	1.240	3.655	2,95
Modelistas	720	3.735	5,19
Pedreiros	300	1.131	3,77
Serventes	293	1.277	4,36

No quadro 3.2 são apresentadas as quantidades dos principais recursos materiais necessários durante a construção.

QUADRO 3.2 – RECURSOS MATERIAIS

DESCRIÇÃO	UNIDADE	QUANTIDADE		RELAÇÃO 1:100/1:300
		1:300	1:100	
Acrílico	kg	46	340	7,39
Areia média	m ³	4	100	25
Chapa duratex	pç	17	68	4
Cimento c/50 kg	sc	7	540	77,14
Pedra brita	m ³	18	310	17,22
Tijolos	pç	975	16.900	17,33

Com base nas quantidades totais e nos preços vigentes na época da construção (meados do ano 2000), o custo final do modelo 1:300 resultou aproximadamente igual a R\$ 19 mil, sendo R\$ 17,4 mil referentes a mão de obra e o restante a material.

O modelo 1:100, construído em meados do ano de 1986, resultaria, baseado nos preços atuais, em um custo aproximadamente igual a R\$ 97 mil, sendo R\$ 67 mil referentes a mão de obra e o restante a material.

Pode-se observar, com base nestes números, que a construção do modelo 1:300 foi 5 vezes mais barata que a do modelo 1:100. Essa relação pode não se repetir para outros aproveitamentos, uma vez que cada projeto possui características próprias. No caso estudado, o modelo 1:300 foi construído com uma precisão proporcionalmente maior que o modelo 1:100. Devido à menor escala, o cuidado com a construção elevou-se para garantir a boa reprodução da topografia e das estruturas, expendendo uma maior quantidade de horas dos modelistas, principalmente. Se a precisão fosse reduzida, o custo também seria. Além disso, por não ser prioritária na escala de serviços do CEHPAR na época, a construção do modelo 1:300 foi muito interrompida, o que aumenta o seu custo.

O quadro 3.3 apresenta a comparação do tempo gasto em algumas das etapas de construção dos dois modelos.

QUADRO 3.3 – CRONOGRAMA

ETAPA	MODELO 1:300	MODELO 1:100
Construção do modelo	7 semanas	12 semanas
Calibragem	2,5 semanas	8 semanas
Construção do vertedouro único	10 semanas	5 semanas

A escala geométrica 1:300 garante uma maior rapidez nos trabalhos de construção do modelo, além de uma menor quantidade de material e mão de obra. Entretanto, observa-se que as menores dimensões dificultam principalmente a modelagem da estrutura em acrílico, conduzindo a um tempo duas vezes maior de construção do vertedouro. Esta diferença deve-se ao maior cuidado necessário na modelagem dos detalhes da estrutura, que precisam ser preservados para conduzirem a resultados adequados.

O longo tempo despendido na calibragem do modelo 1:100 deve-se à decisão de tornar o modelo automático – sem controle de nível de água de jusante através de comporta. Esse automatismo agilizou os testes realizados no modelo, mas causou um grande atraso no seu início de operação. No modelo 1:300, como seriam realizados poucos testes, optou-se por um controle convencional do nível de água de jusante.

Os testes realizados no modelo 1:300 tendem a ser mais rápidos, ou no máximo de mesma duração, em relação aos testes realizados no modelo 1:100, em função da rápida estabilização dos níveis no modelo, devido ao menor volume de água e às menores flutuações de níveis de água – atingindo a faixa de precisão - envolvidos.

Viabilidade prática do modelo

Apresentam-se neste item comentários sobre as facilidades e, principalmente, as dificuldades observadas na construção do modelo 1:300 frente a um modelo 1:100.

A principal vantagem do modelo 1:300 é a agilidade na construção. As menores dimensões do modelo simplificam o processo construtivo, necessitando de menos

mão-de-obra e material, e conduzindo a um ganho de tempo considerável. Entretanto, o tamanho reduzido do modelo implica também em algumas dificuldades.

Um dos problemas construtivos do modelo em pequena escala é o pequeno espaçamento entre as seções transversais, pois dificulta a movimentação no modelo durante a construção e a compactação das pedras britadas. Entretanto, tal espaçamento é necessário para que os detalhes da topografia não sejam demasiadamente simplificados.

O nivelamento de seções muito curtas também é um problema freqüente no modelo 1:300. Contudo, tal dificuldade é solucionada quando as seções são desenhadas de modo a serem assentadas diretamente no piso do modelo (possível de ser construído com grande precisão quando a área é pequena).

Outra dificuldade apresentada pelo modelo 1:300 está na reprodução das bermas de escavação. As pequenas dimensões exigem um trabalho mais cuidadoso e, às vezes, com uma precisão difícil de ser atingida. Além disso, as chapas utilizadas na confecção das seções transversais possuem uma espessura muito grossa em relação ao tamanho das bermas, e ao serem removidas podem provocar desmoronamento da área já modelada. Uma alternativa para esta situação seria a utilização de chapas mais finas para as seções transversais, ou mesmo materiais que não precisem ser removidos.

O modelo 1:300 é mais susceptível a erros (1 mm de erro no modelo corresponde a 30 cm de erro no protótipo); portanto a locação de eixos para posicionamento das seções deve ser feita com um maior cuidado. Isto também se aplica no desenho e no recorte das seções transversais.

Todas essas dificuldades aumentam o número de horas gasto na construção do modelo em menor escala, como visto no item “análise econômica”. Contudo, os profissionais envolvidos na construção dos dois modelos expressam preferir a construção do modelo 1:300, devido à rapidez e simplicidade do processo construtivo em geral, mesmo tendo que aumentar os cuidados com a precisão.

A principal desvantagem do modelo 1:300 está relacionada à construção do vertedouro – estrutura de acrílico. A dificuldade consiste em alcançar a precisão necessária para a modelagem. Os arredondamentos devido à escala utilizada algumas

vezes levam a desencontros nos gabaritos da estrutura, devendo, portanto, ser cuidadosamente analisados na etapa de projeto do modelo. Além disso, a sensibilidade ao erro do modelo 1:300 exige uma maior atenção por parte do modelista.

Os excessivos cuidados a serem tomados na construção do vertedouro, ou de qualquer outra estrutura a ser implantada no modelo em pequena escala, tornam o processo construtivo lento, contrariando a proposta de agilidade do modelo 1:300.

3.5. CRITÉRIO DE SEMELHANÇA

A operação do modelo seguiu o critério de semelhança de Froude, por tratar-se de um escoamento com superfície livre, apresentando como predominante a força da gravidade.

O critério é expresso pela equação:

$$Fr_m = Fr_p \quad (3.1)$$

que pode ser reescrita como:

$$\frac{v_m}{\sqrt{g_m \ell_m}} = \frac{v_p}{\sqrt{g_p \ell_p}} \quad (3.2)$$

Sendo a escala geométrica representada pela relação $\lambda = \ell_m / \ell_p$ e considerando-se que a aceleração da gravidade seja a mesma no modelo e no protótipo ($\lambda_g = g_m / g_p = 1$), da equação (3.2) resulta que a escala de velocidades segue a expressão

$$\lambda_v = v_m / v_p = (\ell_m / \ell_p)^{1/2} = \lambda^{1/2} \quad (3.3)$$

As escalas das demais variáveis atuantes no escoamento são determinadas através de equações fundamentais, notando-se que o fluido no modelo e no protótipo é o mesmo: a água.

<u>Variável</u>	<u>Escalas</u>	<u>Valor numérico</u>	<u>Valor numérico</u>
Comprimento	$\lambda_\ell = \ell_m / \ell_p = \lambda$	1:300	1:100
Área	$\lambda_A = (\ell_m / \ell_p)^2 = \lambda^2$	1:90.000	1:10.000
Volume	$\lambda_V = (\ell_m / \ell_p)^3 = \lambda^3$	1:27.000.000	1:1.000.000
Tempo	$\lambda_t = \lambda^{1/2} / \lambda_g = \lambda^{1/2}$	1:17,321	1:10
Vazão	$\lambda_Q = \lambda^3 / \lambda_t = \lambda^{5/2}$	1: 1.558.845,727	1:100.000
Pressão	$\lambda_p = \lambda \cdot \lambda_\gamma = \lambda$	1:300	1:100

3.6. CALIBRAGEM DO MODELO 1:300

Após a construção da topografia do trecho de rio, realizou-se a calibragem do leito e das margens através da imposição de rugosidade, para garantir que os fenômenos ocorrentes no protótipo sejam apresentados de forma semelhante no modelo.

A aferição do modelo é realizada através de comparação da curva de descarga obtida no modelo com a curva de descarga natural do rio. A curva de descarga é obtida através da leitura do nível de água em uma determinada posição para diferentes vazões. No protótipo existem instaladas quatro réguas para a leitura de níveis de água, chamadas de réguas 5, 7, 14 e 16 (de jusante para montante). Foram instaladas no modelo quatro pontas linimétricas nos locais correspondentes aos das réguas 5, 7, 14 e 16, denominadas PL-05, PL-07, PL-14 e PL-16, respectivamente. Outras duas pontas linimétricas auxiliares foram instaladas, chamadas de PL-INT (localizada a montante da comporta do canal intermediário) e PL-JUS (localizada próxima à comporta de jusante).

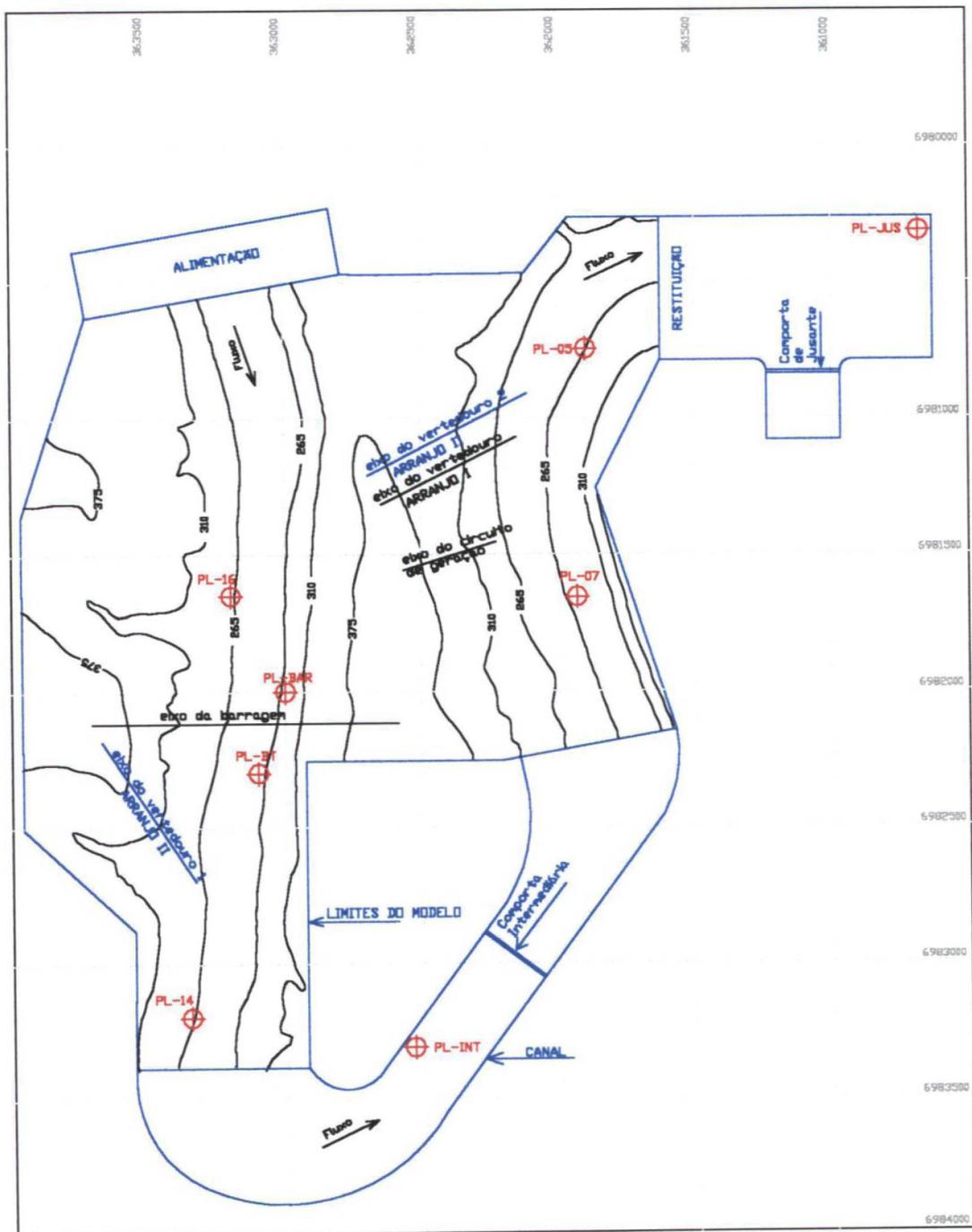
Posteriormente, durante as implantações dos Arranjos I e II, foram instaladas mais duas pontas linimétricas, PL-BAR e PL-BT. A primeira, posicionada à montante da barragem, para a leitura dos níveis de água no reservatório, e a segunda, posicionada a jusante da barragem, no Arranjo II, para medir os níveis de água na região do bota-fora.

A posição das pontas linimétricas está descrita no quadro 3.4 e ilustrada na figura 3.9.

QUADRO 3.4 – POSIÇÃO DAS PONTAS LINIMÉTRICAS

Desig.	Coordenadas	
	N	E
PL-05	6.980.746,674	361.896,544
PL-07	6.981.656,104	361.931,455
PL-14	6.983.197,899	363.349,450
PL-16	6.981.648,630	363.197,071
PL-BAR	6.982.000,000	363.000,000
PL-BT	6.982.300,000	363.100,000

FIGURA 3.9 – POSIÇÃO DAS PONTAS LINIMÉTRICAS



Neste estudo foram realizadas quatro campanhas de calibragem. Cada campanha implica na imposição de rugosidade artificial, seguida de testes para a obtenção de curvas de descarga. Cessam-se as campanhas quando a rugosidade imposta conduzir a curvas de descarga no modelo equivalentes às curvas de descarga naturais do rio. Com o auxílio das comportas intermediária e de jusante foram impostos os níveis nas pontas PL-05 e PL-14 de acordo com os níveis correspondentes no protótipo, obtendo a leitura dos níveis nas pontas PL-07 e PL-16, as quais foram comparadas com as curvas de descarga naturais do rio.

O trecho a jusante da comporta intermediária foi calibrado utilizando as pontas PL-05 e PL-07 e o trecho a montante utilizou as pontas PL-14 e PL-16. Foram também definidas as curvas de descarga das pontas PL-INT e PL-JUS, a serem utilizadas para a imposição dos níveis no canal intermediário e a jusante do modelo durante os testes com os arranjos I e II. A calibragem foi realizada simultaneamente nos trechos de montante e de jusante.

Na primeira campanha foi estudado o modelo acabado com cimento alisado, ou seja, sem adição de rugosidade, resultando em curvas de descarga abaixo das curvas de descarga naturais do rio para cada posição. Para a segunda campanha foi implantado material granular tipo I (1,19 a 2,83 mm de diâmetro) nos trechos de montante e de jusante, resultando ainda em curvas de descarga abaixo das curvas de descarga naturais. Na terceira campanha foi então adicionado mais material tipo I no trecho de jusante e material granular tipo II (2,83 a 4,76 mm de diâmetro) no trecho de montante, elevando mais as curvas de descarga, mas ainda não atingindo as curvas de descarga naturais. Finalmente, na quarta campanha foi adicionado material II no trecho de jusante e mais material II no trecho de montante, resultando em curvas de descarga mais próximas das curvas de descarga naturais. Os resultados esperados e os obtidos nas campanhas 1 e 4 são apresentados nos quadros 3.5 e 3.6, e as curvas de descarga das pontas PL-07 e PL-16, obtidas nas campanhas 1 e 4, são apresentadas nas figuras 3.10 a 3.13, de forma comparativa com as curvas de descarga naturais do rio (esperadas) nestas posições.

QUADRO 3.5 – RESULTADO DE CALIBRAGEM – CAMPANHA 1 – MODELO ALISADO

Q (m ³ /s) protótipo	PL-05	PL-07		Δh_7 (m)	PL-14	PL-16		Δh_{16} (m)	PL-JUS	PL-INT
		Obtido	Esperado			Obtido	Esperado			
500	263,25	262,44	263,35	-0,91	265,20	264,84	265,40	-0,56	-	264,79
1.000	264,05	263,55	264,33	-0,78	266,71	266,52	266,81	-0,29	-	266,59
3.000	266,50	266,29	266,80	-0,51	269,70	269,40	269,80	-0,40	265,60	269,38
7.000	270,00	269,86	270,50	-0,64	273,90	273,78	274,40	-0,62	269,50	273,55
12.000	273,60	273,73	274,20	-0,47	277,80	277,90	278,50	-0,60	273,67	277,33
16.000	276,20	276,70	276,90	-0,20	280,55	280,57	281,40	-0,83	276,58	280,03
30.000	283,85	284,74	284,60	0,14	288,45	289,03	289,20	-0,17	284,83	288,46
40.000	288,30	289,00	288,90	0,10	292,80	292,47	293,65	-1,19	289,15	292,24
50.000	292,00	292,72	292,80	-0,08	296,70	296,32	297,45	-1,13	293,60	295,87

QUADRO 3.6 – RESULTADO DE CALIBRAGEM – CAMPANHA 4 – RUGOSIDADE

MATERIAL II

Q (m ³ /s) protótipo	PL-05	PL-07		Δh_7 (m)	PL-14	PL-16		Δh_{16} (m)	PL-JUS	PL-INT
		Obtido	Esperado			Obtido	Esperado			
500	263,25	263,45	263,35	0,10	265,20	265,76	265,40	0,36	263,14	265,09
1.000	264,05	264,41	264,33	0,08	266,71	267,20	266,81	0,39	263,50	266,47
3.000	266,50	266,74	266,80	-0,06	269,70	270,35	269,80	0,55	265,90	269,20
7.000	270,00	270,19	270,50	-0,31	273,90	274,23	274,40	-0,17	269,65	273,43
12.000	273,60	274,03	274,20	-0,17	277,80	278,13	278,50	-0,37	273,55	277,24
16.000	276,20	276,70	276,90	-0,20	280,55	281,02	281,40	-0,38	276,34	280,00
30.000	283,85	284,35	284,60	-0,25	288,45	288,85	289,20	-0,35	284,20	287,86
40.000	288,30	288,85	288,90	-0,05	292,80	293,430	293,65	-0,22	289,00	292,33
50.000	292,00	292,75	292,80	-0,05	296,70	297,11	297,45	-0,34	292,78	296,20

FIGURA 3.10 – CURVA DE DESCARGA PL-07 – CAMPANHA 1 – MODELO ALISADO

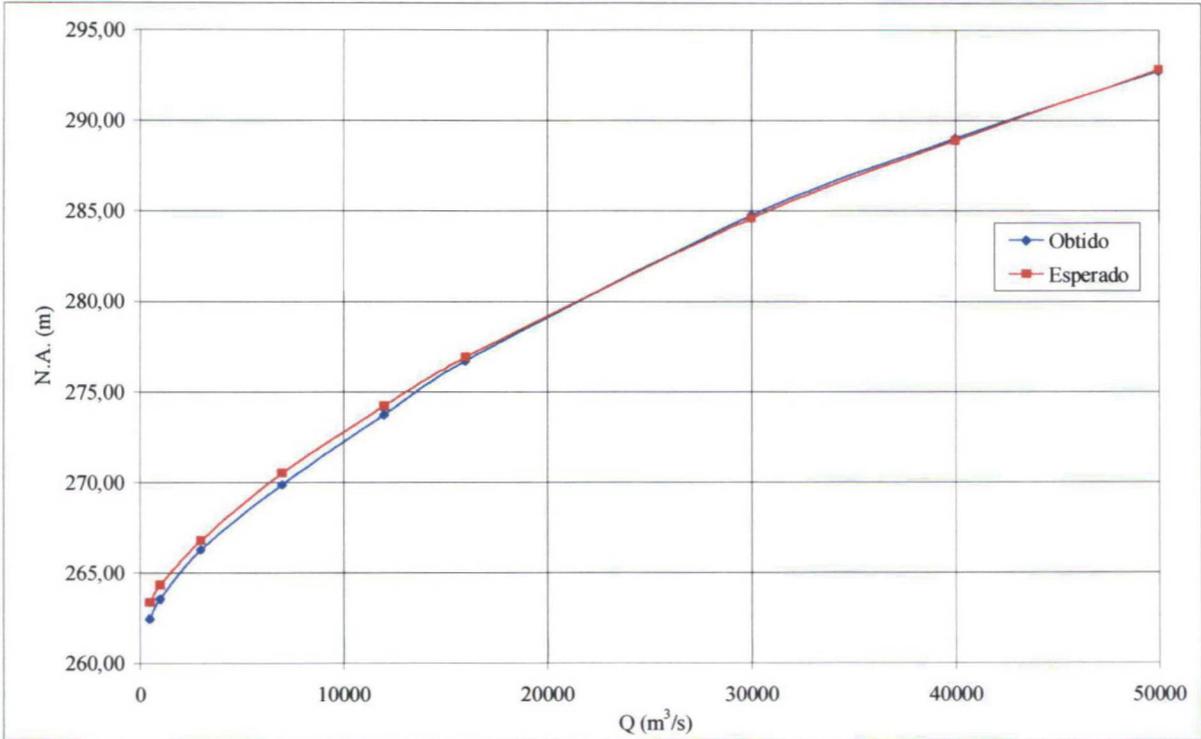
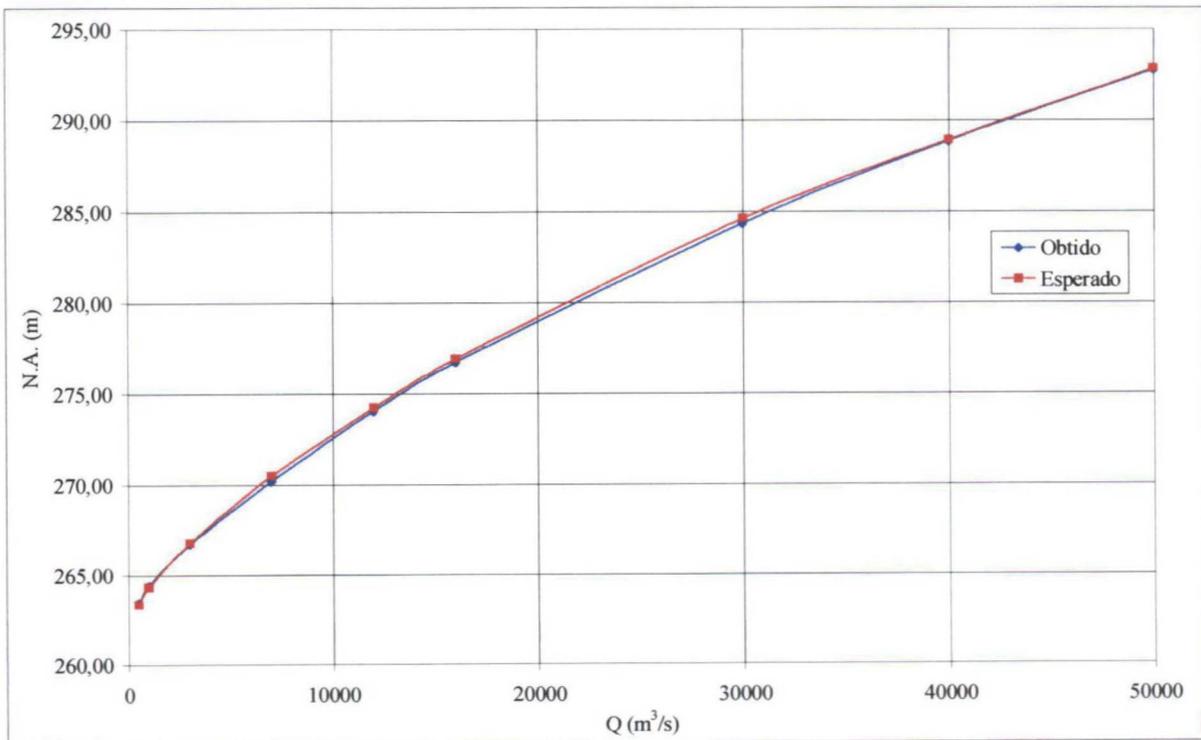
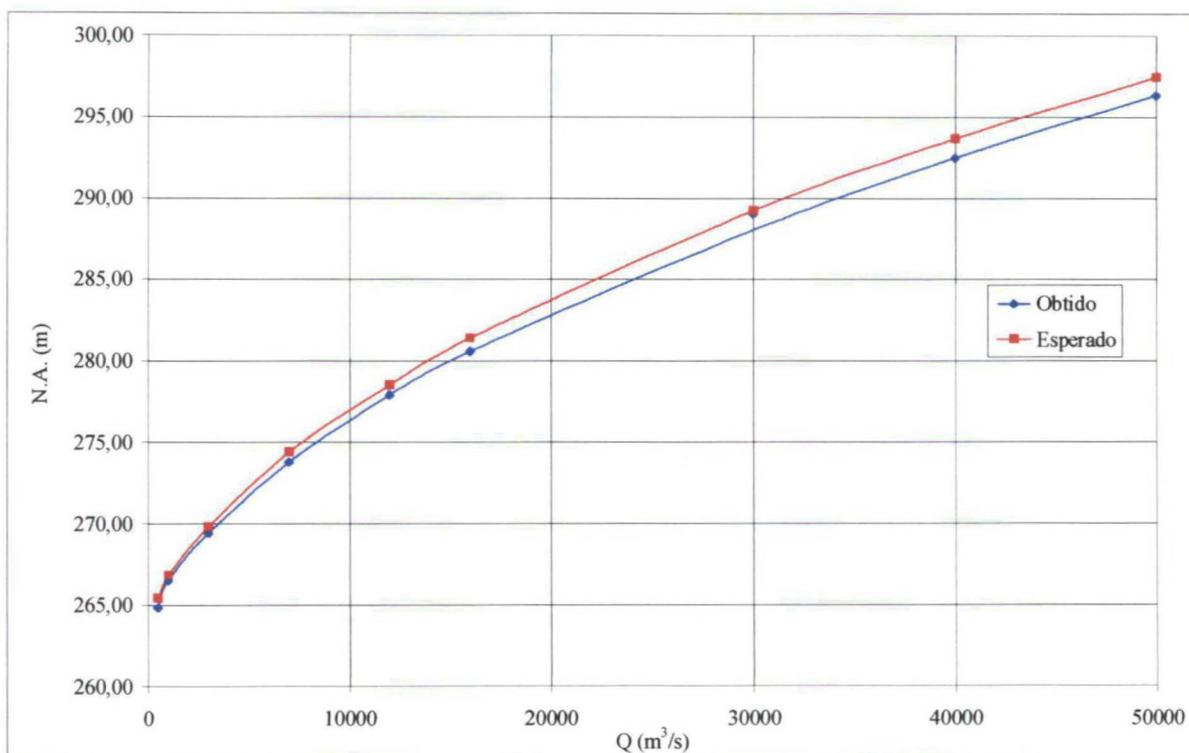
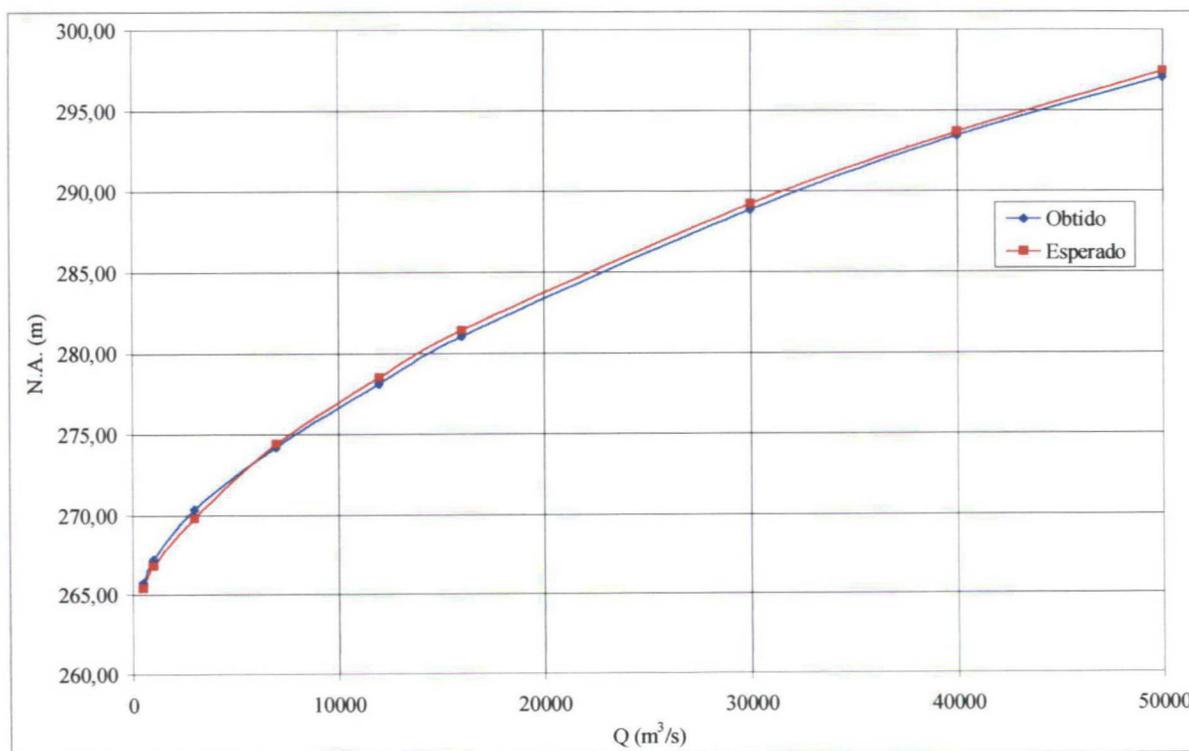
FIGURA 3.11 – CURVA DE DESCARGA PL-07 – CAMPANHA 4 –
RUGOSIDADE MATERIAL II

FIGURA 3.12 – CURVA DE DESCARGA PL-16 – CAMPANHA 1 – MODELO ALISADO

FIGURA 3.13 – CURVA DE DESCARGA PL-16 – CAMPANHA 4 –
RUGOSIDADE MATERIAL II

A curva de descarga da ponta PL-07, na campanha 1, apresentou níveis de água no modelo maiores do que no protótipo, para vazões acima de 20.000 m³/s. Esta diferença é resultante de um corte no modelo 1:300, que tornou-se necessário devido ao espaço disponível para a sua construção, e está apresentado na figura 3.1. A seção final do modelo 1:300 foi reduzida devido à presença de uma parede no local da construção do modelo, tornando-se mais estreita à esquerda, o que controla o escoamento para vazões maiores que 20.000 m³/s. Esta dificuldade foi contornada com a escavação do leito do rio nas proximidades desta seção, de modo a compensar o estreitamento.

No trecho de montante, a curva de descarga do modelo na campanha 4 ultrapassou a curva de descarga natural do rio nas vazões mais baixas, optando-se, portanto, pelo término de adição de rugosidade. A maior importância da calibragem desta região do modelo seria para estudos do desvio do rio, que não são objetos deste estudo. Nos estudos com o vertedouro, o interesse principal é com as vazões maiores.

No trecho de jusante, tanto para as vazões baixas quanto para as vazões altas, a curva de descarga do modelo apresentou-se equivalente à curva de descarga no rio, indicando que a rugosidade imposta está de acordo com os resultados de protótipo, não precisando mais ser alterada.

3.7. CONFRONTO ENTRE PERDAS DE CARGA NOS MODELOS 1:100, 1:300 E NO PROTÓTIPO

Em escoamentos dinamicamente semelhantes, as perdas de carga obtidas nos modelos e protótipos devem ser similares. Os resultados obtidos com a calibragem dos modelos 1:300 e 1:100 e os dados de protótipo permitem um confronto das perdas de carga obtidas para um mesmo trecho de rio, nos três sistemas, para uma amostra de vazões.

Foi escolhido, para tal comparação, o trecho limitado pelas pontas PL-07 e PL-05. Foram levantadas seções transversais nas proximidades de cada ponta, para o cálculo da área, perímetro e altura de velocidades. Com base nas curvas de descarga de cada ponta, foram calculadas as perdas de carga (h_p) para cada sistema – protótipo,

modelo 1:100 e modelo 1:300. Por tratar-se de um parâmetro dimensional, a perda de carga obtida em cada modelo (em metros) foi transportada para dimensões de protótipo, através das relações de escala, permitindo o confronto apresentado no quadro 3.7.

QUADRO 3.7 – CONFRONTO ENTRE PERDAS DE CARGA PARA PROTÓTIPO, MODELO 1:100 E MODELO 1:300

Q (m ³ /s) protótipo	h _p (m) protótipo	h _p (m) modelo 1:100	h _p (m) modelo 1:300
500	0,094302	0,014552	0,194223
1.000	0,265841	0,045973	0,345645
3.000	0,268648	0,161411	0,209395
7.000	0,484799	0,491125	0,185383
12.000	0,641764	0,566873	0,481790
16.000	0,759361	0,612209	0,574498
20.000	0,823797	0,750024	N.D.
30.000	0,902183	0,858028	0,674772
40.000	0,824144	N.D.	0,778893
50.000	1,067846	1,252669	1,022699

Nota: - N.D.: dado não disponível

Através do quadro 3.7, observa-se a existência de discrepâncias nas perdas de carga entre os modelos 1:100, 1:300 e protótipo. As maiores perdas de carga no modelo 1:300 em relação às obtidas no protótipo, para as vazões de 500 m³/s e 1.000 m³/s, comprovam os resultados obtidos na calibragem desse trecho: níveis de água na ponta PL-07 do modelo 1:300 mais elevados em relação ao protótipo. O oposto ocorre com as demais vazões, para o mesmo trecho do modelo: menores perdas de carga e, conseqüentemente, menores níveis de água na ponta PL-07.

Com a finalidade de verificar se o escoamento no modelo 1:300 encontra-se no regime turbulento rugoso, foi calculado, para o mesmo trecho, os números de Reynolds e fatores de resistência. Repetiram-se os cálculos para os resultados de calibragem do modelo 1:100 e para os dados do protótipo nesse trecho.

O número de Reynolds para canais foi calculado substituindo o diâmetro por 4 vezes o raio hidráulico [HENDERSON, 1966]:

$$Re = \frac{U \cdot 4R_h}{\nu} \quad (3.4)$$

O cálculo do fator de resistência (f) foi realizado através de sua relação com o Coeficiente de Manning (n):

$$f = \frac{8 \cdot g \cdot n^2}{R_h^{1/3}} \quad (3.5)$$

O coeficiente de Manning (n) do trecho foi calculado, para cada vazão, através da equação:

$$n = \frac{1}{Q} \cdot A \cdot R_h^{2/3} \cdot S^{1/2} \quad (3.6)$$

O cálculo foi realizado para os dados da seção PL-07, considerando a declividade da linha de energia (S) na seção igual à declividade da linha de energia obtida no trecho, e atribuindo o valor encontrado de “n” para todo o trecho.

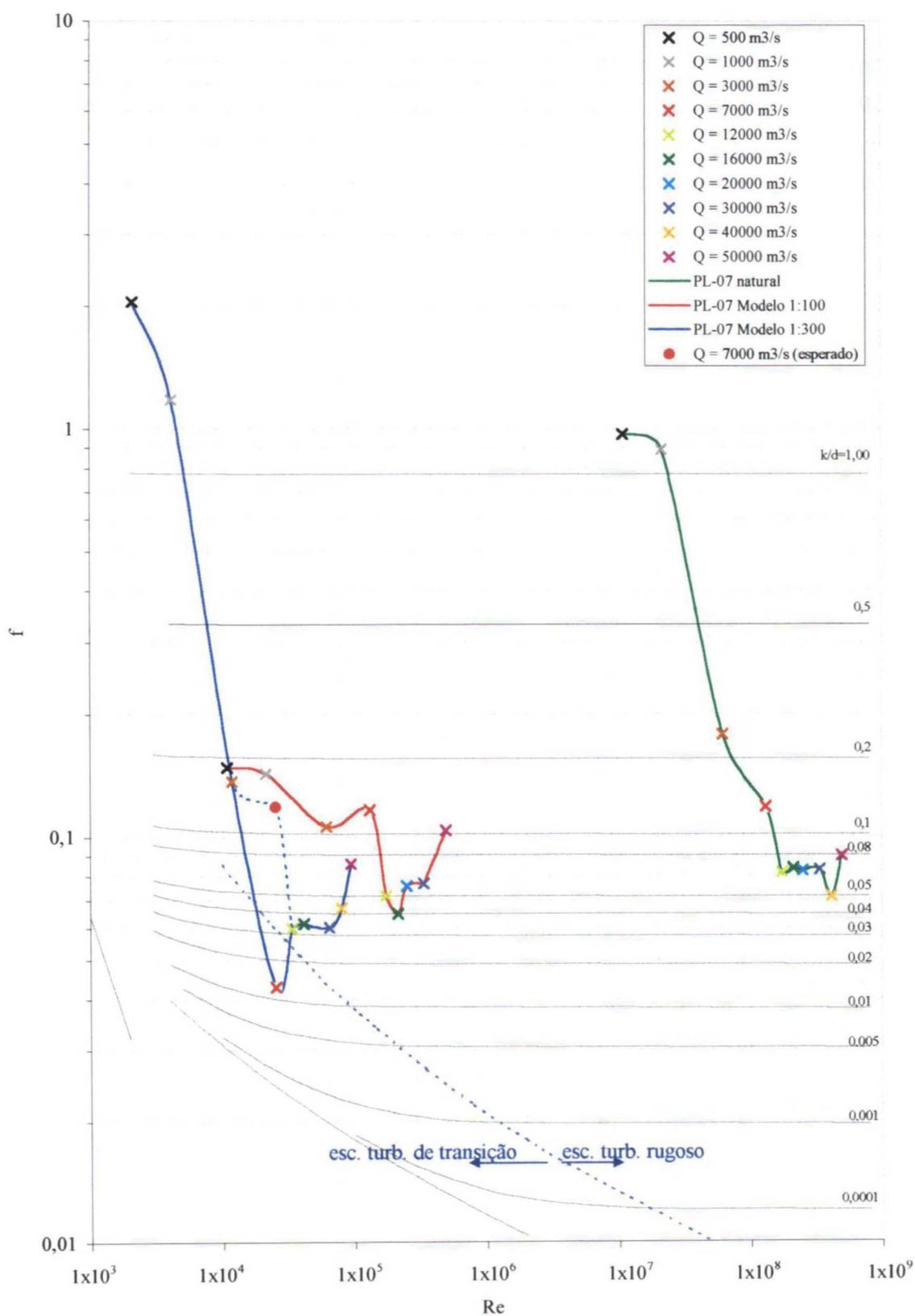
Os números de Reynolds e fatores de resistência (f) resultantes para cada vazão na posição PL-07 no modelo 1:300, no modelo 1:100 e no protótipo estão apresentados no quadro 3.8 e plotados no diagrama de Moody, apresentado na figura 3.14.

QUADRO 3.8 – CONFRONTO ENTRE NÚMEROS DE REYNOLDS E FATORES DE RESISTÊNCIA DOS MODELOS 1:100 E 1:300 E DO PROTÓTIPO

Q (m ³ /s) protótipo	PL-07 Protótipo		PL-07 Modelo 1:100		PL-07 Modelo 1:300	
	Re	f	Re	f	Re	f
500	1,10x10 ⁷	0,967	1,10x10 ⁴	0,148	2,11x10 ³	2,051
1.000	2,16x10 ⁷	0,888	2,17x10 ⁴	0,143	4,15x10 ³	1,179
3.000	6,20x10 ⁷	0,178	6,20x10 ⁴	0,106	1,19x10 ⁴	0,137
7.000	1,33x10 ⁸	0,118	1,33x10 ⁵	0,116	2,57x10 ⁴	0,043
12.000	1,76x10 ⁸	0,082	1,76x10 ⁵	0,072	3,40x10 ⁴	0,060
16.000	2,16x10 ⁸	0,084	2,17x10 ⁵	0,065	4,17x10 ⁴	0,061
20.000	2,52x10 ⁸	0,083	2,52x10 ⁵	0,076	N.D.	N.D.
30.000	3,39x10 ⁸	0,083	3,40x10 ⁵	0,077	6,55x10 ⁴	0,060
40.000	4,20x10 ⁸	0,071	N.D.	N.D.	8,08x10 ⁴	0,067
50.000	4,98x10 ⁸	0,090	4,99x10 ⁵	0,104	9,59x10 ⁴	0,086

Nota: - N.D.: dado não disponível.

FIGURA 3.14 – FATORES DE RESISTÊNCIA NOS MODELOS E NO PROTÓTIPO



A comparação dos resultados, apresentados no quadro 3.8 e na figura 3.14, permite as seguintes considerações:

- O comportamento dos três sistemas (modelo 1:300, modelo 1:100 e protótipo) é semelhante, com altos valores do coeficiente de resistência para baixos números de Reynolds, tendendo a uma constante para valores elevados de vazão (com flutuações). Tal fato deve-se a um controle existente no protótipo, a jusante do trecho estudado, que exerce muita influência nas vazões mais baixas ($500 \text{ m}^3/\text{s}$ e $1.000 \text{ m}^3/\text{s}$). Tanto no modelo 1:100 quanto no modelo 1:300, as diferenças no fator de resistência em relação ao protótipo, para essas vazões, devem-se principalmente à má reprodução do controle a jusante do trecho;
- Na seção estudada, o modelo 1:100 e o protótipo (para qualquer vazão) estão em regime turbulento rugoso;
- O modelo 1:300 está no regime turbulento rugoso para o trecho estudado, à exceção da vazão de $7.000 \text{ m}^3/\text{s}$. A diferença de comportamento para essa vazão pode ser explicada através da curva de descarga obtida durante a calibragem da ponta PL-07. Observa-se, no quadro 3.6 e na figura 3.11, uma maior diferença entre os níveis de água esperado e obtido para esta vazão. Essa discrepância na calibragem reflete-se na figura 3.14. A reprodução exata do nível de água esperado na ponta PL-07, para essa vazão no modelo 1:300, resultaria em um valor do número de Reynolds e do fator de resistência representado pelo ponto diferenciado na figura, nomeado de “ $Q = 7.000 \text{ m}^3/\text{s}$ (esperado)” A linha pontilhada permite notar que, nesse caso, o escoamento no modelo 1:300 estaria totalmente no regime turbulento rugoso para esse trecho;
- Os pontos do modelo 1:300 encontram-se próximos ao limite entre os escoamentos turbulento rugoso e turbulento de transição. Esta proximidade indica que em posições particulares do modelo não pode ser descartada a possibilidade do escoamento ser influenciado por efeitos viscosos;

- É acentuada a diferença entre os fatores de resistência dos modelos 1:100, 1:300 e do protótipo para a maioria das vazões. A não-semelhança dos fatores de resistência é a principal causa das discrepâncias observadas nos resultados de medições de níveis, velocidades e pressões dos modelos 1:100 e 1:300. Ou seja, os fenômenos hidráulicos a serem estudados nos modelos reduzidos sofrem distorções de resultados devido à falta de semelhança entre os fatores de resistência.

No caso do trecho escolhido, como o regime de escoamento é o turbulento rugoso tanto no modelo 1:100 quanto no modelo 1:300, as diferenças nas perdas de carga são atribuídas à não-semelhança da rugosidade implantada e à eventuais diferenças na reprodução da topografia nos modelos. Contudo, a hipótese do escoamento turbulento rugoso não estar plenamente desenvolvido, ou seja, do escoamento sofrer influências do número de Reynolds, não pode ser descartada – principalmente para o modelo em escala mais reduzida. Portanto, as diferenças nas perdas de carga devem ser atribuídas tanto a discrepâncias na rugosidade e na topografia quanto a efeitos viscosos.

4. ARRANJOS ESTUDADOS

4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A viabilidade técnica da utilização de modelos de pequena escala foi analisada através da comparação de resultados de testes realizados em dois modelos com escalas geométricas diferentes - 1:100 e 1:300.

A determinação da aplicabilidade do modelo 1:300 na definição de arranjos hidrelétricos envolve a verificação de condições de escoamento junto às estruturas e no leito do rio. Um arranjo é considerado aprovado se as condições de fluxo hidráulico junto às estruturas e margens do rio forem aceitáveis, ou seja, apresentem um risco mínimo à integridade da obra e, também, do retorno econômico esperado. Os níveis de risco estão associados a tempos de recorrência, que são definidos em função da importância e dimensões da obra.

O estudo aqui apresentado limitou-se às verificações relacionadas com o vertedouro, pois nessa estrutura estavam centralizadas as questões sobre o arranjo geral da obra de Itá – escolhida como estudo de caso.

Como as estruturas dos vertedouros são, em geral, grandes estruturas expostas a eventos extremos, o seu projeto e localização no sítio da obra são muito importantes para a construção e a operação futura da usina, bem como para o seu grau de segurança. Os vertedouros, quando em operação, causam escoamentos no leito do rio que nunca ocorreram em condições naturais, seja pela magnitude, seja pela direção e concentração do fluxo. Isto classifica essas estruturas como sendo prioritárias no arranjo final das obras. O circuito hidráulico de geração opera com pequenas vazões, o que normalmente conduz a escoamentos com velocidades baixas, resultando em pequenas perdas de energia. No caso de estruturas de desvio, muito embora sejam importantes para a segurança das etapas de construção e sejam expostas a velocidades altas, a sua utilização é temporária, o que permite algumas alterações de arranjo que não conduzem, normalmente, a problemas na operação futura da usina.

O Aproveitamento Hidrelétrico de Itá foi estudado no CEHPAR com dois arranjos gerais diferentes. O primeiro arranjo geral da obra estudado em modelo,

denominado, nesta dissertação, Arranjo I, foi considerado pela empresa projetista (ENGEVIX Engenharia Ltda.) como inaceitável, em função das correntes secundárias que se formaram a jusante do vertedouro, em frente à casa de força. O modelo 1:100 mostrou velocidades na margem oposta de até 8,13 m/s, em direção a montante, o que iria erodir totalmente a margem esquerda do rio, com tendência a deposição desse material e formação de barras em frente à casa de força, exigindo dragagem constante para permitir o rendimento máximo das máquinas; um projeto com esta limitação não foi considerado aceitável. Uma alteração de direção do vertedouro era tecnicamente inviável, pela inexistência de rocha para fundação em um alinhamento diferente do proposto. A colocação do vertedouro inteiramente na margem direita da barragem foi considerada também inviável, pelo mesmo motivo – falta de fundação adequada. Com isto, o arranjo foi alterado dividindo-se o vertedouro único original em dois: um vertedouro na margem direita, ao lado da barragem, com seis vãos, e outro vertedouro na margem esquerda, com quatro vãos, ao lado da casa de força. Com a finalidade de evitar que o fluxo efluente do vertedouro da margem esquerda, denominado vertedouro 2, carresse material da margem oposta em direção à casa de força, como ocorria no Arranjo I, este só entraria em operação depois que o vertedouro 1, da margem direita, já estivesse operando, o que direcionaria o fluxo para jusante. Esse novo arranjo foi, neste estudo, denominado Arranjo II.

O estudo realizado abrangeu a construção desses dois arranjos em escala geométrica 1:300. No Arranjo I foi verificado, em ambos os modelos 1:100 e 1:300, o arranjo geral da obra – intimamente ligado ao arranjo do(s) vertedouro(s) – e, adicionalmente, a capacidade de descarga do vertedouro e as velocidades do fluxo nas margens. Durante os estudos realizados pelo CEHPAR no modelo 1:100 não foram determinados para esse arranjo detalhes hidráulicos do vertedouro, como pressões e perfil do nível de água ao longo da calha do vertedouro. Portanto, optou-se pela reprodução também do Arranjo II, no qual esses detalhes foram estudados, além do comportamento geral do escoamento.

Os testes realizados nos dois arranjos englobam medições de níveis de água e de velocidades; no Arranjo II foram determinados, ainda, pressões e perfis do

escoamento ao longo da calha do vertedouro. A obtenção dos níveis de água no modelo foi realizada através da leitura de pontas linimétricas fixas em pontos pré-determinados no modelo ou em uma ponta linimétrica móvel, todas graduadas em milímetros. As velocidades são obtidas utilizando um aparelho medidor de velocidades e as pressões são lidas em metros de coluna de água, em tubos piezométricos instalados em um painel graduado próximo ao local de medição, e ligados por mangueiras a piezômetros posicionados nos locais de obtenção da pressão. Os aparelhos utilizados para a medição de velocidades nos dois modelos são apresentados no Anexo C.

Todas as medidas apresentadas nesta dissertação – sejam dados ou resultados – são expressas em dimensões de protótipo, salvo referência explícita em contrário no texto. Os valores foram transportados do modelo para o protótipo pelas escalas usuais de modelos hidráulicos operados em semelhança de Froude, apresentadas no item 3.5.

Os resultados obtidos nos testes em modelo 1:100 do aproveitamento hidrelétrico de Itá encontram-se em relatórios técnicos produzidos pelo CEHPAR [1987], [1989], [2000], [2001a] e [2001b].

4.2. ARRANJO I

Descrição do arranjo

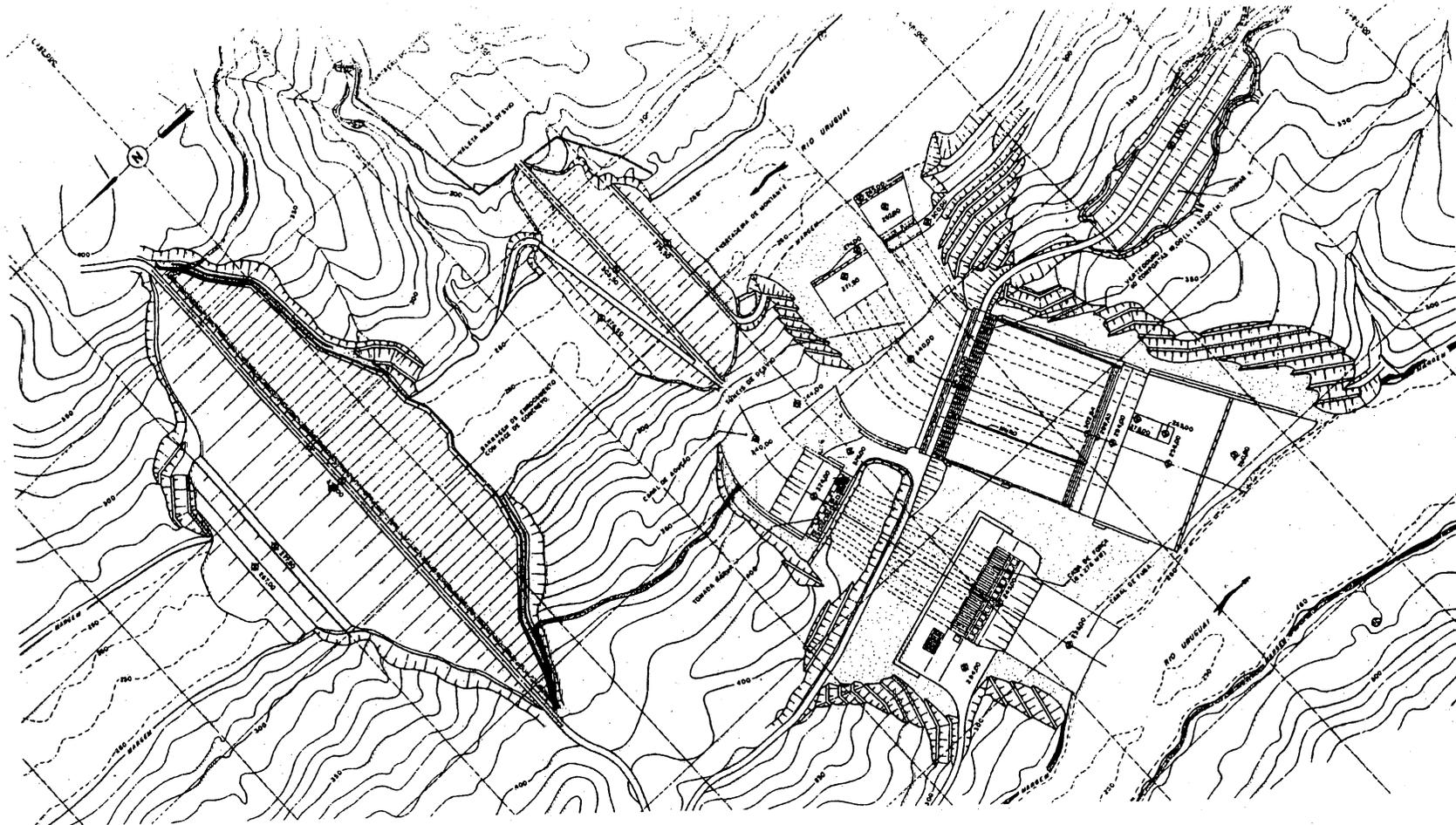
O Arranjo I corresponde ao primeiro arranjo geral da obra estudado em modelo reduzido pelo CEHPAR. Consiste em uma barragem até a cota 376,00 m com parapeito na cota 377,00 m, 6 tomadas de água posicionadas na margem esquerda e um vertedouro com 10 passagens de 18 m x 20 m posicionado ao lado esquerdo do circuito hidráulico de geração. O arranjo pode ser visualizado na figura 4.1.

No modelo a ser estudado foram apenas implantados a barragem e o vertedouro, já que este estudo limita-se à determinação da curva de descarga do vertedouro e à medição de níveis de água e velocidades ao longo do modelo, decorrentes da instalação dessas estruturas, além da observação do desempenho hidráulico do arranjo geral.

O modelo do vertedouro foi construído em acrílico, seguindo os desenhos apresentados com detalhes no Anexo B.

A configuração geral do modelo construído pode ser observada nas figuras 3.6 e 3.7, apresentadas no capítulo anterior.

FIGURA 4.1 – CONFIGURAÇÃO GERAL DO ARRANJO I



Fonte: ENGEVIX [1986a].

Testes realizados

Após a implantação do Arranjo I no modelo 1:100, foram realizados testes, com vazões pré-determinadas, para a obtenção de dados relevantes da obra. Esses testes foram então repetidos no modelo 1:300, e os resultados obtidos são aqui apresentados em forma de quadros comparativos.

Os testes efetuados determinaram:

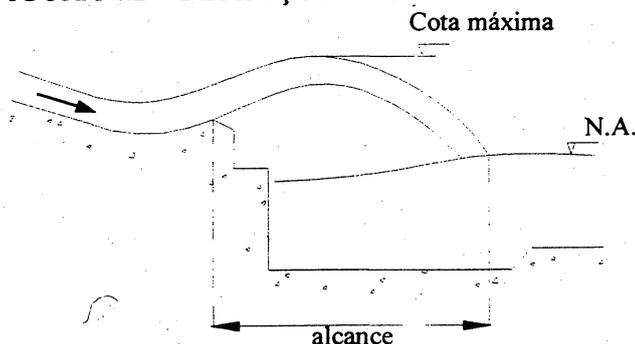
- Nível de água no reservatório (PL-BAR);
- Nível de água nas pontas PL-05 e PL-07;
- Alcance e cota máxima do jato efluente do vertedouro;
- Velocidades a jusante do vertedouro;
- Configuração do escoamento a montante e a jusante do vertedouro.

Foram testadas as vazões correspondentes a: 5.000 m³/s, 10.000 m³/s, 20.000 m³/s, 30.000 m³/s e 40.000 m³/s. Todos os testes foram efetuados para o vertedouro operando com as 10 comportas totalmente abertas. Adicionalmente, foram realizadas também as mesmas determinações acima para o vertedouro operando com apenas três comportas totalmente abertas (calha direita), e as demais fechadas, para as vazões 5.000 m³/s e 10.000 m³/s.

Os resultados obtidos para o modelo 1:300 estão apresentados nos quadros 4.1, 4.2 e 4.3, de forma comparativa com os valores encontrados no modelo 1:100. São confrontadas as diferenças de níveis obtidas nos modelos 1:100 e 1:300 frente à curva-chave do trecho de rio.

A figura 4.2 mostra as definições do jato efluente (alcance e cota máxima). As posições das pontas linimétricas PL-BAR, PL-05 e PL-07 estão indicadas na figura 3.9 do item 3, e a localização dos pontos de medição de velocidades está representada na figura 4.3.

FIGURA 4.2 – DEFINIÇÕES DO JATO EFLUENTE



QUADRO 4.1 – NÍVEIS DE ÁGUA AO LONGO DO MODELO – ARRANJO I

Vazão no protótipo (m ³ /s)	Nº de comp. abertas	Nível de água no reserv. (m)			Níveis a jusante									
					PL-05 (m)					PL-07 (m)				
		1:300	1:100	Δh (m)	Curva-chave	1:300	Δh (m)	1:100	Δh (m)	Curva-chave	1:300	Δh (m)	1:100	Δh (m)
5.000	3	363,40	363,00	0,40	268,30	268,00	0,30	267,50	0,80	268,72	267,70	1,02	266,30	2,42
10.000		370,75	370,11	0,64	272,24	271,28	0,96	270,40	1,84	272,80	271,96	0,84	270,43	2,37
5.000	10	356,20	356,07	0,13	268,30	268,15	0,15	268,45	-0,15	268,72	268,00	0,72	268,55	0,17
10.000		359,44	359,30	0,14	272,24	272,05	0,19	272,65	-0,41	272,80	271,96	0,84	272,45	0,35
20.000		364,75	364,48	0,27	278,60	278,26	0,34	278,60	0,00	279,37	277,63	1,74	279,04	0,33
30.000		369,10	368,70	0,40	283,85	283,36	0,49	284,00	-0,15	284,60	283,72	0,88	283,07	1,53
40.000		372,79	372,35	0,44	288,30	287,65 a 288,73	0,65 a -0,43	284,7 a 287,7	3,60 a 0,60	288,90	288,58	0,32	285,40 a 286,20	3,50 a 2,70

QUADRO 4.2 – CARACTERÍSTICAS DO JATO EFLUENTE – ARRANJO I

Vazão no protótipo (m ³ /s)	Nº de comp. abertas	Jato					
		Alcance (m)			Cota máxima (m)		
		1:300	1:100	Δh médio (m)	1:300	1:100	Δh médio (m)
5.000	3	87 a 105	105 a 115	-14	310,00	306,00 a 308,00	3,00
10.000		93 a 105	115 a 125	-21	306,25	307,50 a 308,50	-1,75
5.000	10	31,5 a 34	37 a 40	-5,75	301,90	304,00	-2,10
10.000		78 a 87	85 a 95	-7,5	301,00	304,00 a 305,00	-3,50
20.000		90 a 111	94 a 105	1	306,00	306,00	0,00
30.000		87 a 99	95 a 110	-9,5	307,00	307,50	-0,50
40.000		84 a 111	125	-27,5	307,00	309,50 a 310,50	-2,50

QUADRO 4.3. – VELOCIDADES – ARRANJO I

Vazão no protótipo (m ³ /s)	N. de comportas operando	VELOCIDADES (m/s)															
		Ponto 1				Ponto 2				Ponto 3				Ponto 4			
		1:300		1:100		1:300		1:100		1:300		1:100		1:300		1:100	
		Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx
5.000	3	6,93	10,39	~ 0	8,13	4,16	10,39	1,07	8,13	2,08 r	3,46	1,25 r	2,31	3,46 r	7,27 r	2,39 r	7,25 r
10.000		6,93	12,12	1,07 r	3,72	3,46	12,12	2,84	7,25	3,46 r	10,39	1,95 r	8,15	4,16 r	9,00 r	1,07 r	5,48 r
5.000	10	2,45	2,98	0,63	3,19	1,04	2,77	~ 0	1,95	0,35	2,08	~ 0	1,95	0,69	0,69 r	~ 0	1,51 r
10.000		0,35	2,42	~ 0	0,89 r	0,69	1,38 r	~ 0	0,98 r	0,69 r	3,12 r	~ 0	1,42 r	1,73 r	3,46 r	~ 0	1,69 r
20.000		0,52 r	2,42	~ 0	4,60	1,86	3,27 r	~ 0	1,95	2,08 r	4,85 r	~ 0	1,95 r	2,77 r	5,20 r	~ 0	5,04 r
30.000		0,00	4,16	~ 0	5,48	1,63	2,25 r	~ 0	2,84 r	4,16 r	5,54 r	1,51 r	6,37 r	5,04 r	7,75 r	4,16 r	7,25 r
40.000		1,38 r	4,16	~ 0	5,48	2,05	3,95 r	2,84	2,84 r	1,04 r	4,85 r	1,95 r	6,37 r	4,50 r	7,62 r	2,84 r	8,13 r

Notas: - 'r' indica movimento contrário ao sentido normal de fluxo;

- a localização dos pontos de medição de velocidade é apresentada na figura 4.3.

FIGURA 4.3 – POSIÇÃO DE MEDIÇÃO DE VELOCIDADES – ARRANJO I



Com os resultados dos níveis de água no reservatório para cada vazão, foi desenhada a curva de descarga do vertedouro, apresentada na figura 4.4 em comparação com a curva de descarga obtida no modelo 1:100.

Foram obtidos, também, os coeficientes de descargas do vertedouro para cada vazão, através da equação (4.1):

$$C = \frac{Q}{n \cdot L \cdot H^{3/2}} \quad (4.1)$$

Onde:

C: coeficiente de descarga ($m^{1/2} \cdot s^{-1}$);

Q: vazão (m^3/s);

n: número de vãos em operação (10 ou 3);

L: largura unitária do vão (18 m);

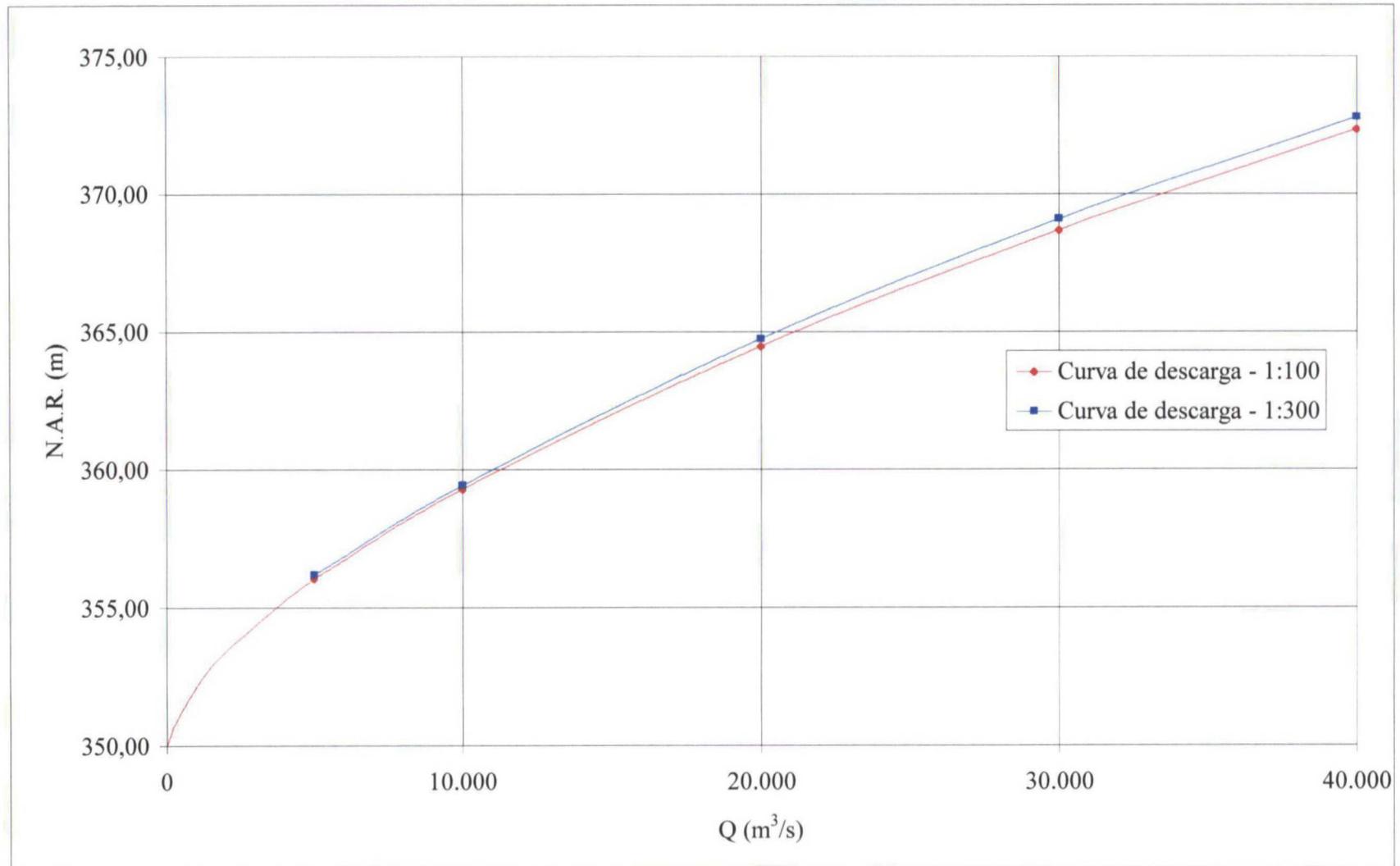
H: carga de operação (m): corresponde à diferença entre o nível de água no reservatório e a cota da crista do vertedouro (el. 350,00 m).

O coeficiente de descarga é função, em termos macroscópicos, da carga de operação, do perfil da soleira vertedoura e das condições de aproximação do escoamento. O escoamento de aproximação é, por sua vez, dependente da configuração do canal de aproximação, da forma dos encontros laterais e pilares, do perfil da crista, do tipo de paramento na face de montante e da profundidade a montante da soleira.

O coeficiente de descarga obtido nestes testes engloba as perdas de carga no canal de aproximação e os efeitos de contração dos pilares e encontros laterais.

O quadro 4.4 apresenta o resultado dos coeficientes de descarga para o vertedouro único.

FIGURA 4.4 – CURVA DE DESCARGA DO VERTEDOURO – ARRANJO I



QUADRO 4.4 – COEFICIENTES DE DESCARGA PARA O VERTEDOIRO ÚNICO –
ARRANJO I

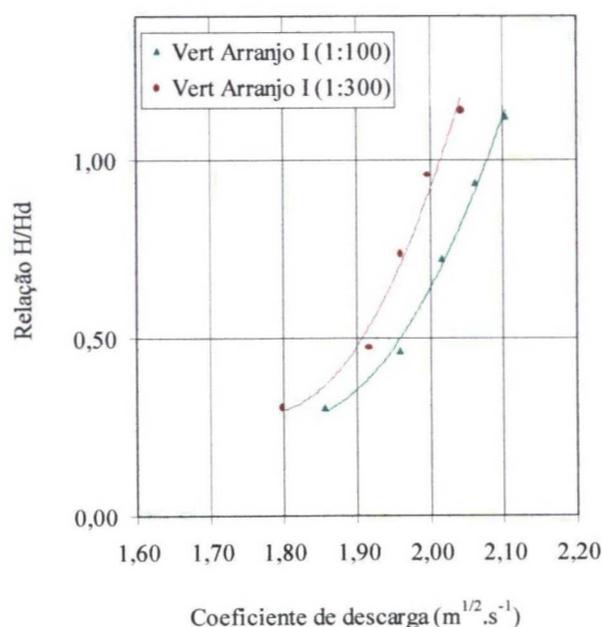
Modelo 1:300				
N.A.R. (m)	Q (m ³ /s)	H (m)	H/H _d	C (m ^{1/2} .s ⁻¹)
356,20	5.000	6,20	0,3100	1,7993
359,44	10.000	9,44	0,4720	1,9154
364,75	20.000	14,75	0,7375	1,9614
369,10	30.000	19,10	0,9550	1,9966
372,79	40.000	22,79	1,1395	2,0425
Modelo 1:100				
N.A.R. (m)	Q (m ³ /s)	H (m)	H/H _d	C (m ^{1/2} .s ⁻¹)
356,07	5.000	6,07	0,3035	1,8574
359,30	10.000	9,30	0,4650	1,9589
364,48	20.000	14,48	0,7240	2,0165
368,70	30.000	18,70	0,9350	2,0610
372,35	40.000	22,35	1,1175	2,1032

Como esperado, o coeficiente de descarga resulta menor no modelo 1:300 devido aos efeitos de escala.

A diferença máxima entre os coeficientes obtidos nos dois modelos (1:300 em relação ao 1:100) foi de 3,1%, e a diferença média foi de 2,8%.

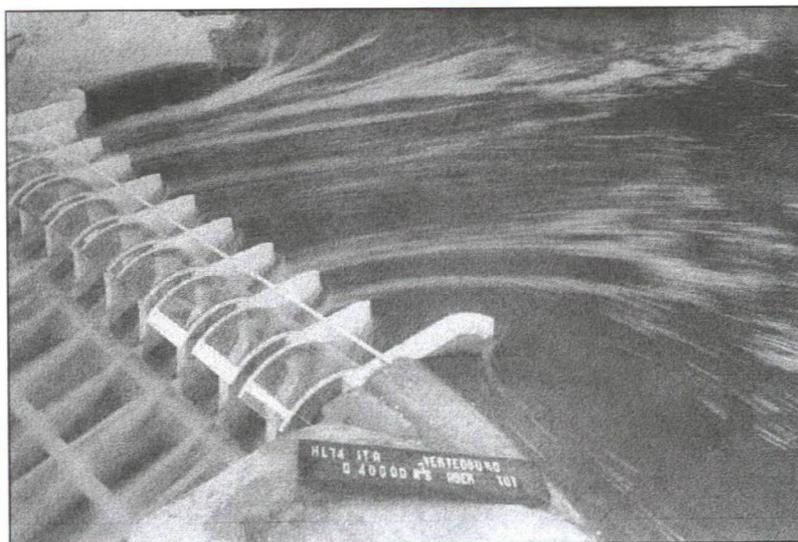
A figura 4.5 mostra a relação do coeficiente de descarga com o fator H/H_d, sendo H a carga de operação do vertedouro e H_d a carga de projeto (igual a 20 m).

FIGURA 4.5 – GRÁFICO DO COEFICIENTE DE DESCARGA EM RELAÇÃO À H/H_d.

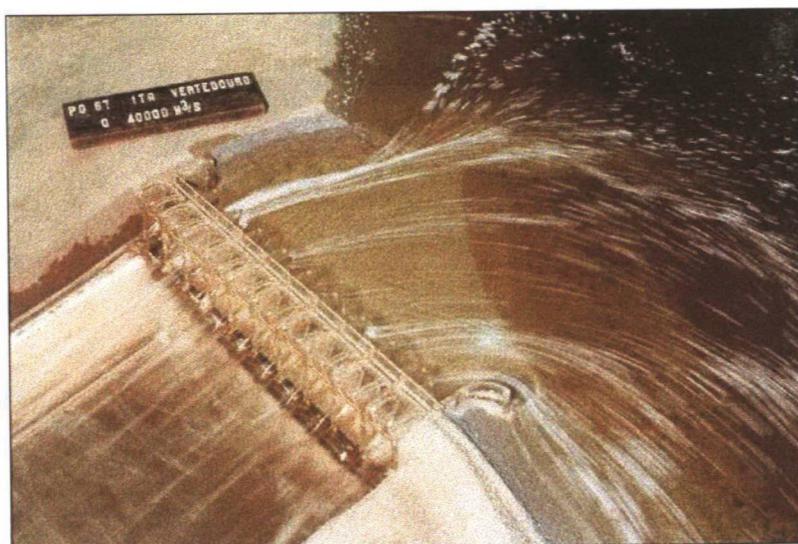


Para cada vazão foram registradas, através de fotos, as configurações do escoamento a montante e a jusante do vertedouro. As fotos referentes à vazão de $40.000 \text{ m}^3/\text{s}$ com 10 comportas operando totalmente abertas estão apresentadas nas figuras 4.6 e 4.7.

FIGURA 4.6 – FOTOS DO ESCOAMENTO A MONTANTE DO VERTEDOURO PARA A VAZÃO DE $40.000 \text{ m}^3/\text{s}$ – ARRANJO I



a) no modelo 1:100



b) no modelo 1:300

FIGURA 4.7 – FOTOS DO ESCOAMENTO A JUSANTE DO VERTEDOURO PARA A VAZÃO
DE 40.000 m³/s – ARRANJO I



a) no modelo 1:100



b) no modelo 1:300

Confronto de resultados

Os modelos reduzidos de aproveitamentos hidrelétricos, nos quais são importantes principalmente as ações viscosas e as ações de gravidade atuantes no escoamento, deveriam obedecer tanto o critério de semelhança de Froude quanto o de Reynolds. Contudo, como esta simultaneidade é inviável, os modelos reduzidos são projetados para satisfazer apenas o critério de semelhança de Froude. Nesse caso, os números de Reynolds no modelo e no protótipo são diferentes, ou seja, as forças viscosas não são perfeitamente representadas no modelo.

As diferenças resultantes entre modelo e protótipo devidas a simplificações no sistema de condições de semelhança são denominadas de efeitos de escala.

Isso quer dizer que entre o protótipo e o modelo 1:100 existem diferenças ocasionadas pela não semelhança integral entre os dois sistemas, e estas diferenças intensificam-se na comparação do protótipo com o modelo 1:300. Como a diferença entre os números de Reynolds de dois sistemas está relacionada com a escala geométrica, como mostrado pela relação 4.2,

$$\lambda_{Re} = \frac{Re_m}{Re_p} = \frac{\frac{v_m \cdot \ell_m}{\nu}}{\frac{v_p \cdot \ell_p}{\nu}} = \lambda_v \cdot \lambda = \lambda^{3,2} \quad (4.2)$$

com $v_m = v_p$ (mesmo fluido), quanto maior for a diferença geométrica entre o modelo e o protótipo, maiores serão também os efeitos de escala.

Os efeitos de escala podem, também, ser resultantes da discrepância do número de Weber entre modelo e protótipo, o que conduz à diferenças de forças devido à tensões superficiais, afetando principalmente a formação de vórtices e circulações no modelo.

As diferenças de níveis, velocidades e capacidade de descarga entre os modelos e o protótipo são atribuídas, principalmente, à diferença entre os fatores de resistência dos três sistemas. Se o escoamento estiver no regime turbulento liso, essas diferenças são atribuídas tanto a efeitos viscosos quanto a efeitos de rugosidade. Entretanto, quanto mais o escoamento se aproxima do regime turbulento rugoso, ou seja, para

maiores números de Reynolds, a influência da viscosidade torna-se menor, predominando a atuação dos efeitos devidos à não-semelhança da rugosidade nos três sistemas.

O confronto de resultados obtidos com testes nos modelos 1:100 e 1:300 é aqui realizado para a avaliação da viabilidade técnica do modelo 1:300. Pretende-se verificar, principalmente, a influência dos baixos números de Reynolds apresentados pelo modelo 1:300 nas características do escoamento.

A observação visual dos modelos 1:100 e 1:300 demonstrou que a configuração geral do escoamento nos dois casos é muito semelhante. As correntes de fluxo em ambos os modelos possuem a mesma orientação, demonstrando que não há efeitos significativos da viscosidade e da tensão superficial na configuração geral do escoamento. Entretanto, quando passa-se a analisar detalhes e resultados de leituras realizadas nos dois modelos, percebe-se que existem discrepâncias relevantes.

O quadro 4.1 mostra que existem diferenças inconstantes de níveis de água a jusante da barragem entre os modelos 1:100 e 1:300, que podem ser creditadas também à erros sistemáticos de laboratório, além dos efeitos de escala.

Os erros de laboratório correspondem principalmente às imprecisões decorrentes dos aparelhos utilizados no laboratório. Essas imprecisões existem tanto no modelo 1:100 quanto no modelo 1:300, conduzindo à erros absolutos praticamente iguais nos dois modelos. Entretanto, é evidente que esses erros afetam os resultados do modelo 1:300 de forma mais acentuada. A imprecisão no posicionamento da ponta limimétrica na superfície livre da água, devido à efeitos de capilaridade, e a imprecisão na comporta de jusante, resultando em uma má imposição no nível de água, contribuem para a discrepância de resultados entre os modelos.

Essas diferenças podem, ainda, ser atribuídas à discrepância na perda de carga do escoamento na calha do vertedouro. A análise dos resultados de alcance do jato demonstram que no vertedouro do modelo 1:300 há maior perda de carga ao longo da calha do que no vertedouro do modelo 1:100, resultando no menor alcance do jato. O fluxo cruzando o rio, nesse caso, tem menos energia e sobe menos na margem oposta,

o que cria correntes com menores velocidades na direção a montante, e com menor acúmulo de água podendo, também, conduzir a menores agitações.

A maior dissipação de energia na calha do vertedouro do modelo 1:300 pode ser atribuída a dois fatores. A reprodução da calha do vertedouro nos modelos 1:100 e 1:300 é feita com o mesmo material – acrílico. Portanto, a rugosidade absoluta da calha nos dois modelos é a mesma, e a rugosidade relativa torna-se maior no modelo 1:300, dissipando mais energia. Além disso, os efeitos viscosos atuam com maior importância no modelo em menor escala, resultando na maior perda de carga.

Os níveis de água encontrados no modelo 1:300 são função, também, da calibragem do modelo, e portanto, além dos efeitos já mencionados, as incertezas decorrentes da calibragem também contribuem para as discrepâncias observadas.

O confronto dos níveis de água obtidos nos modelos 1:100 e 1:300, em relação à curva-chave deste trecho de rio, permite observar que no modelo 1:300, para as vazões mais concentradas, não é reproduzido com a mesma intensidade o ‘efeito ejetor’ do jato efluente do vertedouro. Ou seja, o abaixamento do nível de água em posições próximo à casa de força e a montante da saída do vertedouro (PL-07) observado nos estudos no modelo 1:100, para as vazões mais concentradas, não foi repetido no modelo 1:300, conforme mostra o quadro 4.1; como exemplo, para a vazão de $40.000 \text{ m}^3/\text{s}$ o nível de água no rio antes da implantação do vertedouro era de 288,9 metros (curva de descarga natural do rio), e o modelo 1:100 mostrou que haveria um abaixamento do nível de água de até 3,5 metros na ponta PL-07 após a implantação do vertedouro, enquanto que o modelo 1:300 mostra que o nível na ponta PL-07 só abaixaria 0,32 metros.

No caso da comparação das velocidades, a diferença pode ser referenciada ao posicionamento do medidor no modelo 1:300. Uma vez que as dimensões no modelo 1:300 são menores, a menor discrepância no posicionamento já faz com que o medidor esteja em uma posição muito diferente da medida no modelo 1:100. Influi ainda o fato de não ter sido usado o mesmo aparelho para medição de velocidades no modelo e no protótipo, levantando incertezas de laboratório. Observa-se que a mesma diferença de leitura realizada nos dois modelos conduz, pela escala de velocidades, a uma

discrepância $\sqrt{3}$ vezes maior no modelo 1:300, em relação ao modelo 1:100. A troca foi necessária por impossibilidade física de uso do mesmo medidor.

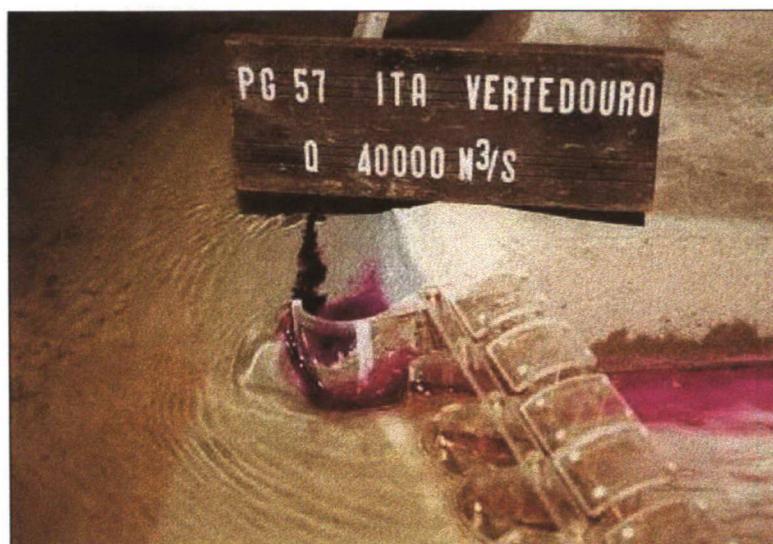
Observa-se, também, uma diminuição da capacidade de descarga do vertedouro do modelo 1:300 em relação ao do modelo 1:100. Pode-se atribuir essa diminuição a efeitos viscosos, efeitos de tensão superficial (igual nos três sistemas), e à diferença na rugosidade relativa da soleira vertedoura, construída com o mesmo material para os dois modelos e, portanto, mais rugosa no modelo 1:300.

Além dos fatores acima, a diferença nos coeficientes de descarga pode ser decorrente da forma do canal de aproximação do vertedouro no modelo 1:300. Devido à um equívoco na construção do vertedouro do Arranjo I, o muro de aproximação esquerdo implantado no modelo 1:300 não foi o mesmo implantado no modelo 1:100. A diferença de forma existente entre eles provocou configurações distintas do escoamento de aproximação nos dois modelos. O muro implantado no modelo 1:300 conduziu a um escoamento de aproximação com maiores perdas de energia. Fotos mostrando o escoamento ao redor dos muros de aproximação esquerdo dos modelos 1:300 e 1:100 são apresentadas na figura 4.8. As diferentes configurações do muro de aproximação esquerdo podem também ser observadas na figura 4.6.

FIGURA 4.8 – CONFIGURAÇÃO DO ESCOAMENTO AO REDOR DO MURO DE APROXIMAÇÃO ESQUERDO PARA A VAZÃO DE 40.000 m³/s– ARRANJO I



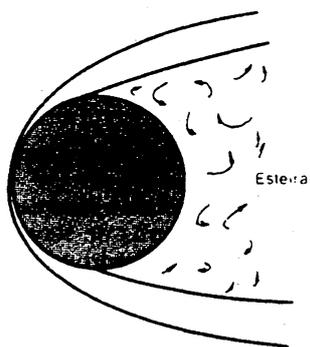
a) no modelo 1:100



b) no modelo 1:300

A diferença do escoamento ao redor do muro de aproximação pode ser atribuída, ainda, à diferenças de número de Reynolds entre os modelos. É clássica a figura 4.9, que ilustra esse aspecto mostrando diferentes pontos de separação para escoamentos ao redor de contornos curvos com diferentes números de Reynolds.

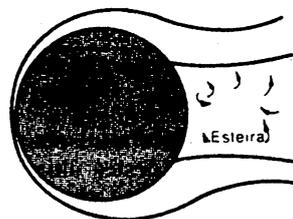
FIGURA 4.9 – ESCOAMENTO AO REDOR DE CONTORNOS CURVOS



(a)

Separação da camada limite
laminar em uma esfera

$$Re = 2,8 \times 10^5$$



(b)

Separação da camada limite
turbulenta em uma esfera

$$Re = 3,9 \times 10^5$$

Considerações finais dos testes com o Arranjo I

O modelo 1:300 mostrou-se bom para a finalidade do estudo – definição de arranjo. Pode-se observar, nesse modelo, os mesmos problemas apresentados pelo modelo 1:100 no que se refere a esse primeiro arranjo: a formação de correntes secundárias a jusante do vertedouro, em frente à casa de força, e a alta velocidade incidente na margem oposta ao vertedouro.

Entretanto, como era esperado, os valores numéricos de velocidades e níveis de água são afetados por efeitos de escala, principalmente pelo aumento do efeito da rugosidade do modelo, resultante da redução da escala geométrica. Percebe-se, ainda, que existe a influência de efeitos de erros sistemáticos laboratoriais nos resultados, uma vez que a precisão absoluta das leituras é igual nos dois modelos (mesmos aparelhos, ou semelhantes), conduzindo a uma menor precisão das leituras realizadas no modelo 1:300, em comparação com o 1:100.

Ambos os efeitos, de escala e de laboratório, influenciam os resultados. Entretanto, os testes realizados não permitem distinguir a exata atuação de cada um.

4.3. ARRANJO II

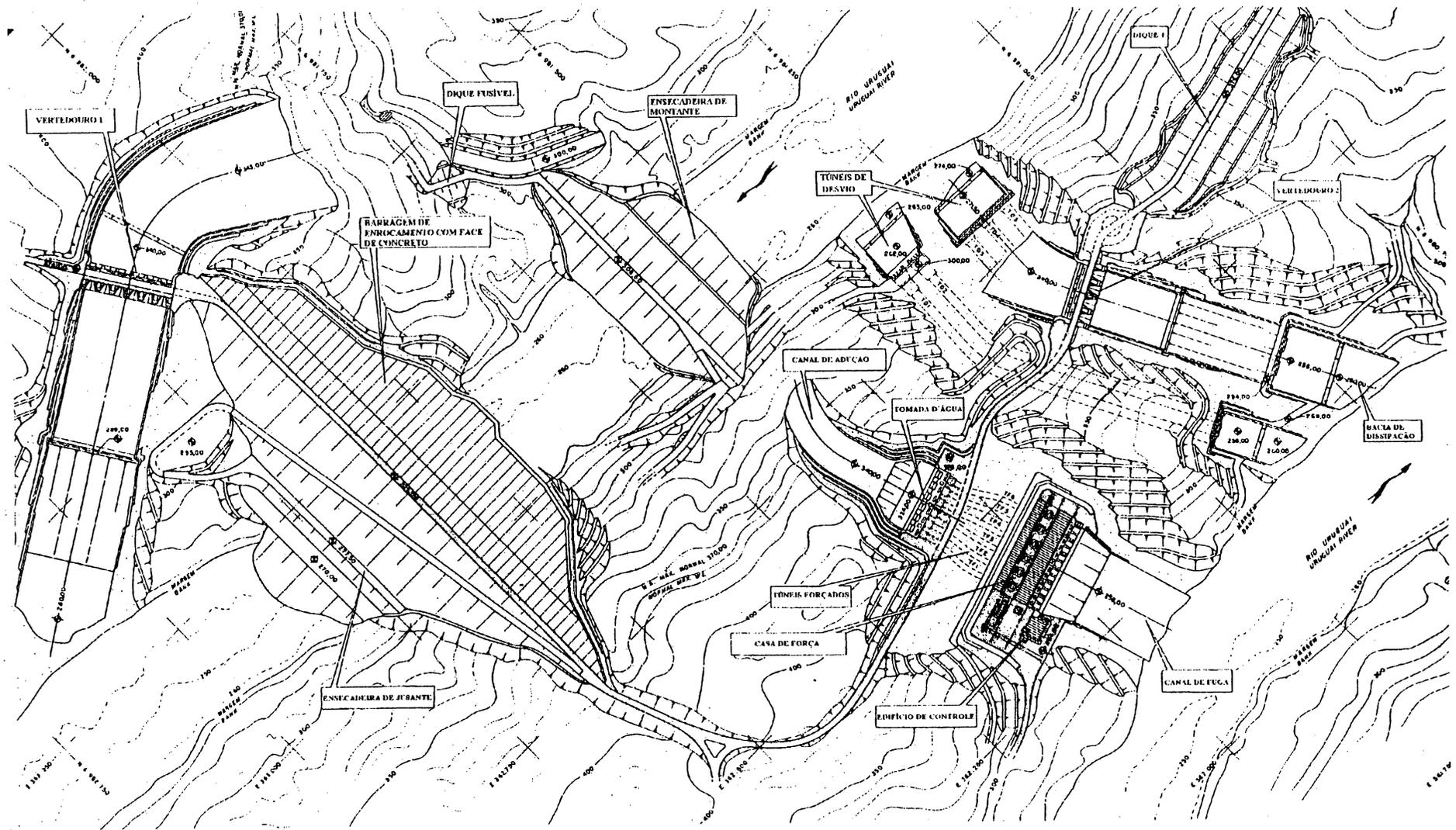
Descrição do arranjo

O Arranjo II representa o arranjo final da obra. A principal mudança em relação ao Arranjo I é a divisão do vertedouro único em dois, sendo um vertedouro principal, chamado de vertedouro 1, com seis passagens, posicionado na margem direita ao lado da barragem, e um outro vertedouro, chamado de vertedouro 2, com quatro passagens, na margem esquerda, ao lado da tomada de água e da casa de força. No modelo 1:300 foi apenas implantado o vertedouro 1, já que o objetivo principal de estudo deste segundo arranjo foi a verificação de detalhes relacionados a vertedouros em geral, não sendo necessária, portanto, a reprodução integral do arranjo final da obra. Foram ensaiados apenas aspectos relacionados à operação isolada do vertedouro 1.

Foi reproduzido também, no Arranjo II, o bota-fora localizado ao pé da barragem.

Os desenhos com a configuração do vertedouro 1 estão apresentados no Anexo B. A configuração do Arranjo II é apresentada nas figuras 3.8 e 4.10.

FIGURA 4.10 – CONFIGURAÇÃO GERAL DO ARRANJO II



FONTE: ELETROSUL [1984].

Testes realizados e confronto de resultados

No Arranjo II foram estudados detalhes do projeto do vertedouro, além do comportamento geral do escoamento após a implantação das estruturas. Para o estudo de capacidade de descarga do vertedouro, foram realizados testes com as comportas operando totalmente e parcialmente abertas.

Para o vertedouro operando com as comportas totalmente abertas, foram realizados testes para as vazões de 10.000, 20.000 e 30.000 m³/s, com a finalidade de determinar:

- Capacidade de descarga do vertedouro;
- Níveis de água no canal de aproximação do vertedouro e ao longo do modelo;
- Velocidades na aproximação e na restituição do vertedouro;
- Perfil no nível de água ao longo dos muros laterais do vertedouro (somente para a vazão de 30.000 m³/s);
- Pressões no eixo da soleira vertedoura;
- Pressões na soleira vertedoura junto ao pilar central; e
- Pressões no pilar central junto à soleira vertedoura.

As configurações gerais dos escoamentos podem ser observadas nas figuras 4.11 e 4.12 - comportas totalmente abertas - e na figura 4.13 para comportas parcialmente abertas (abertura de 13 metros).

Os resultados obtidos com este segundo arranjo no modelo 1:300 estão apresentados em forma de quadros comparativos com os resultados do modelo 1:100.

FIGURA 4.11 – CONFIGURAÇÃO GERAL DO ESCOAMENTO A MONTANTE DO VERTEDOURO 1 – OPERAÇÃO ISOLADA COM COMPORTAS TOTALMENTE ABERTAS – VAZÃO DE 30.000 m³/s – ARRANJO II



a) modelo 1:100

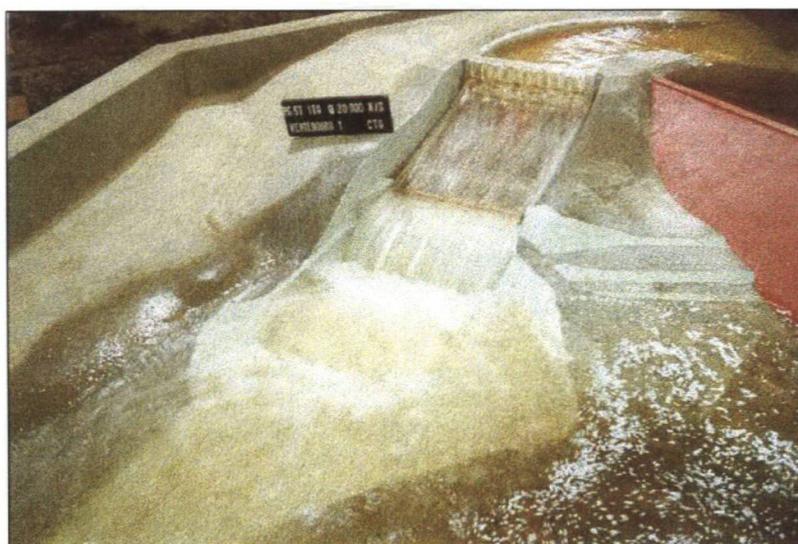


b) modelo 1:300

FIGURA 4.12 – CONFIGURAÇÃO GERAL DO ESCOAMENTO A JUSANTE DO
VERTEDOIRO 1 – OPERAÇÃO ISOLADA COM COMPORTAS TOTALMENTE ABERTAS –
VAZÃO DE 30.000 m³/s – ARRANJO II



a) modelo 1:100

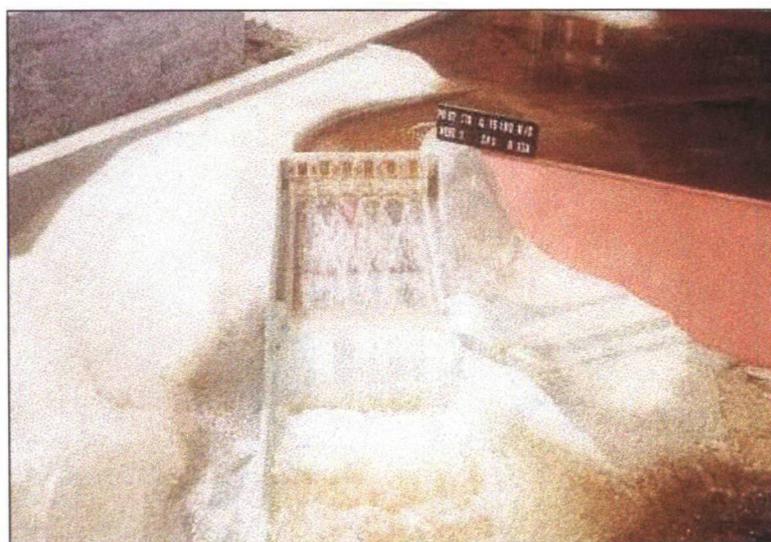


b) modelo 1:300

FIGURA 4.13 – CONFIGURAÇÃO GERAL DO ESCOAMENTO NO VERTEDOURO 1 –
OPERAÇÃO ISOLADA COM COMPORTAS PARCIALMENTE ABERTAS –
ABERTURA DE 13 m – ARRANJO II



a) modelo 1:100 (Vazão de 15.126 m³/s)



b) modelo 1:300 (Vazão de 15.180 m³/s)

a) *Capacidade de descarga*

A capacidade de descarga do vertedouro 1 é analisada através da obtenção dos níveis de água no reservatório para cada vazão imposta no modelo. Os níveis de água do reservatório para as comportas totalmente abertas estão apresentados no quadro 4.5.

QUADRO 4.5 – NÍVEIS DE ÁGUA NO RESERVATÓRIO COM COMPORTAS TOTALMENTE ABERTAS – ARRANJO II

Vazão (m ³ /s)	PL-BAR			
	1:300	1:100		Δh (m)
	MÉDIO	MAX	MIN	MÉDIO
5.000	358,66	358,16		0,50
10.000	363,40	362,82		0,58
20.000	370,30	370,12	370,06	0,21
30.000	376,24	376,03	375,75	0,35

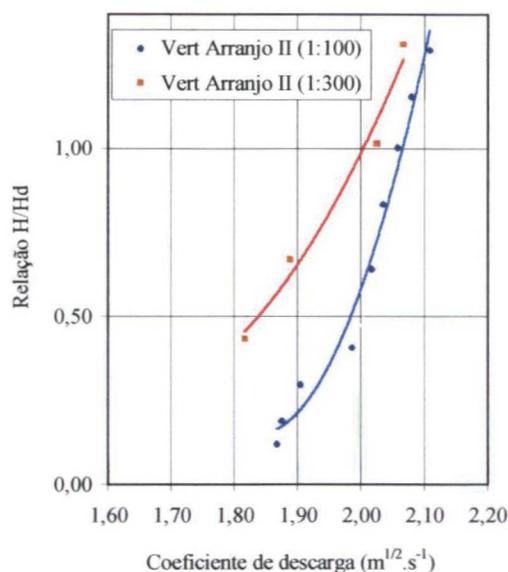
O quadro 4.6 apresenta os coeficientes de descarga (C) e o parâmetro adimensional H/H_d para cada vazão nos modelos 1:100 e 1:300. H_d é a carga de projeto do vertedouro, sendo igual a 20,00 m neste aproveitamento.

QUADRO 4.6 – COEFICIENTES DE DESCARGA PARA COMPORTAS TOTALMENTE ABERTAS – ARRANJO II

Modelo 1:300				
N.A.R. (m)	Q (m ³ /s)	H (m)	H/H_d	C (m ^{1/2} .s ⁻¹)
358,66	5.000	8,66	0,4330	1,8166
363,30	10.000	13,30	0,6650	1,9090
370,30	20.000	20,30	1,0150	2,0247
376,24	30.000	26,24	1,3120	2,0666
Modelo 1:100				
N.A.R. (m)	Q (m ³ /s)	H (m)	H/H_d	C (m ^{1/2} .s ⁻¹)
352,40	750	2,40	0,1200	1,8678
353,80	1.500	3,80	0,1900	1,8750
355,97	3.000	5,97	0,2985	1,9043
358,16	5.000	8,16	0,4080	1,9861
362,82	10.000	12,82	0,6410	2,0172
366,70	15.000	16,70	0,8350	2,0351
370,08	20.000	20,08	1,0040	2,0581
373,14	25.000	23,14	1,1570	2,0796
375,89	30.000	25,89	1,2945	2,1086

A figura 4.14 apresenta a relação H/H_d e C para o vertedouro 1 operando com as comportas totalmente abertas.

FIGURA 4.14 – COEFICIENTES DE DESCARGA DO VERTEDOURO 1 – COMPORTAS TOTALMENTE ABERTAS – ARRANJO II



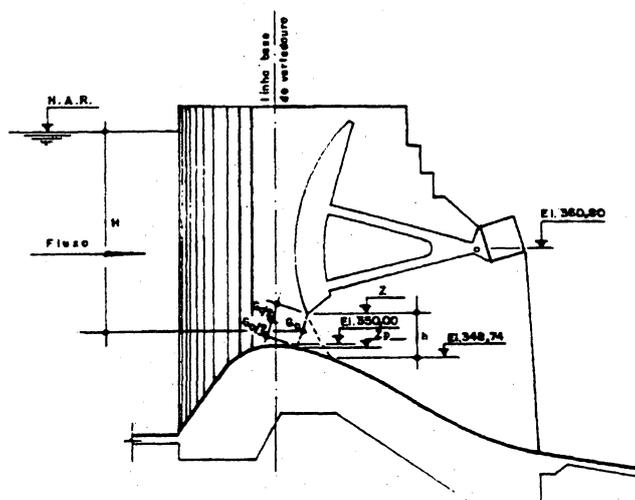
Através da figura 4.14 e dos quadros 4.5 e 4.6, observa-se que, também nesse arranjo, os coeficientes de descarga do modelo 1:300 são menores em comparação com os coeficientes encontrados no modelo 1:100. As diferenças observadas são atribuídas principalmente aos efeitos de escala existentes no modelo. Distorções das forças viscosas e das tensões superficiais são os principais fatores que influenciam na discrepância dos coeficientes de descarga obtidos. Entretanto, podem ainda existir efeitos relacionados à imprecisões na construção do modelo, ou na imposição da vazão no laboratório.

Pode-se notar, ainda, que nesse arranjo as diferenças do coeficiente de descarga são mais acentuadas para as vazões menores, resultado de uma maior influência dos efeitos de escala para as cargas mais baixas. A diferença máxima entre os coeficientes obtidos nos dois modelos (1:300 em relação ao 1:100) é de 8,5%, e a diferença média é de 4,4%.

Para avaliar a curva de descarga do vertedouro 1 por completo, foram também realizados testes com as comportas parcialmente abertas (aberturas de 3, 5, 9 e 13 m).

A abertura da comporta (h) é definida como a distância vertical entre a borda inferior da comporta (elevação Z) e o ponto de assentamento da comporta sobre o perfil do vertedouro (elevação 348,74 m), conforme a figura 4.15.

FIGURA 4.15 – DEFINIÇÃO DA ABERTURA DA COMPORTA



As comportas parcialmente abertas funcionam como orifício, portanto o coeficiente de descarga (C_Q) é calculado através da equação 4.3:

$$C_Q = \frac{Q}{n \cdot L \cdot G_0 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (N.A.R. - C.C.O.)}} \quad (4.3)$$

Onde:

Q: vazão (m^3/s);

n: número de vãos em operação (6);

L: largura unitária do vão = 18 m;

G_0 : distância mínima entre a borda inferior da comporta e o perfil do vertedouro (m);

g: aceleração da gravidade = $9,81 \text{ m/s}^2$;

N.A.R.: nível de água no reservatório (m);

C.C.O.: cota do centro do orifício (m) situado no ponto médio da linha que define a menor distância entre a borda inferior da comporta (Z) e o perfil do vertedouro (Z_p).

Para comportas parcialmente abertas, o coeficiente de descarga é função, em termos macroscópicos, do grau de abertura das comportas, da carga de operação, da forma da seção de vazão, das condições do escoamento de aproximação e das condições de pressão do escoamento a jusante do orifício (influência da curvatura do vertedouro). O escoamento de aproximação é dependente, além da configuração geral do canal de aproximação, da forma da crista da soleira, da profundidade a montante da soleira, dos contornos laterais do orifício (pilares e encontros), do raio da comporta e da posição do munhão.

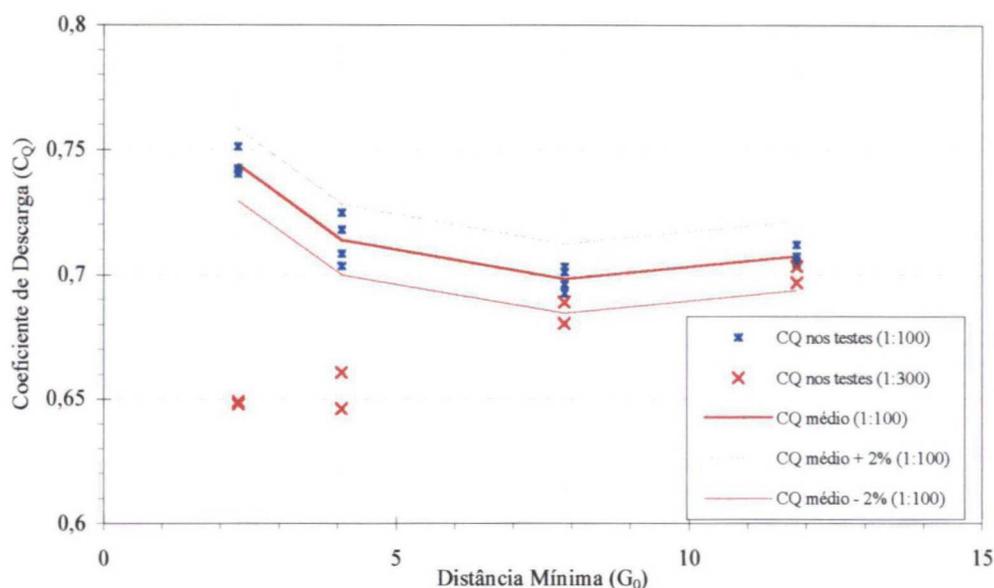
O quadro 4.7 apresenta os níveis de água no reservatório para cada abertura e cada vazão, além dos coeficientes de descarga calculados para cada vazão e os coeficientes médios para cada abertura.

QUADRO 4.7 – COEFICIENTES DE DESCARGA PARA COMPORTAS PARCIALMENTE
ABERTAS – ARRANJO II

h (m)	G ₀ (m)	C.C.O. (m)	N.A.R. (m)	Q (m ³ /s)	C _Q nos testes	C _Q médio
3,00 (modelo 1:100)	2,306	350,621	354,65	1.639	0,7402	0,7438
			360,11	2.522	0,7422	
			365,45	3.151	0,7418	
			375,18	4.107	0,7513	
3,00 (modelo 1:300)	2,306	350,621	370,03	3.150	0,6482	0,6485
			375,91	3.600	0,6489	
h (m)	G ₀ (m)	C.C.O. (m)	N.A.R. (m)	Q (m ³ /s)	C _Q nos testes	C _Q médio
5,00 (modelo 1:100)	4,073	351,738	357,78	3.369	0,7034	0,7137
			361,80	4.379	0,7085	
			368,05	5.650	0,7180	
			373,58	6.600	0,7248	
5,00 (modelo 1:300)	4,073	351,738	367,51	5.000	0,6462	0,6535
			373,45	6.000	0,6609	
h (m)	G ₀ (m)	C.C.O. (m)	N.A.R. (m)	Q (m ³ /s)	C _Q nos testes	C _Q médio
9,00 (modelo 1:100)	7,873	353,828	362,93	7.990	0,7032	0,6983
			367,78	9.745	0,6927	
			371,09	10.895	0,6963	
			374,48	11.997	0,7009	
9,00 (modelo 1:300)	7,873	353,828	365,62	8.800	0,6804	0,6847
			370,36	10.550	0,6889	
h (m)	G ₀ (m)	C.C.O. (m)	N.A.R. (m)	Q (m ³ /s)	C _Q nos testes	C _Q médio
13,00 (modelo 1:100)	11,832	355,847	369,28	14.769	0,7119	0,7073
			371,35	15.765	0,7074	
			373,11	16.568	0,7045	
			374,65	17.313	0,7054	
13,00 (modelo 1:300)	11,832	355,847	370,39	15180	0,7033	0,7000
			374,65	17100	0,6967	

A figura 4.16 apresenta os coeficientes de descarga para comportas parcialmente abertas obtidos no modelo 1:300, em confronto com os resultados do modelo 1:100.

FIGURA 4.16 – COEFICIENTES DE DESCARGA PARA COMPORTAS PARCIALMENTE ABERTAS – ARRANJO II



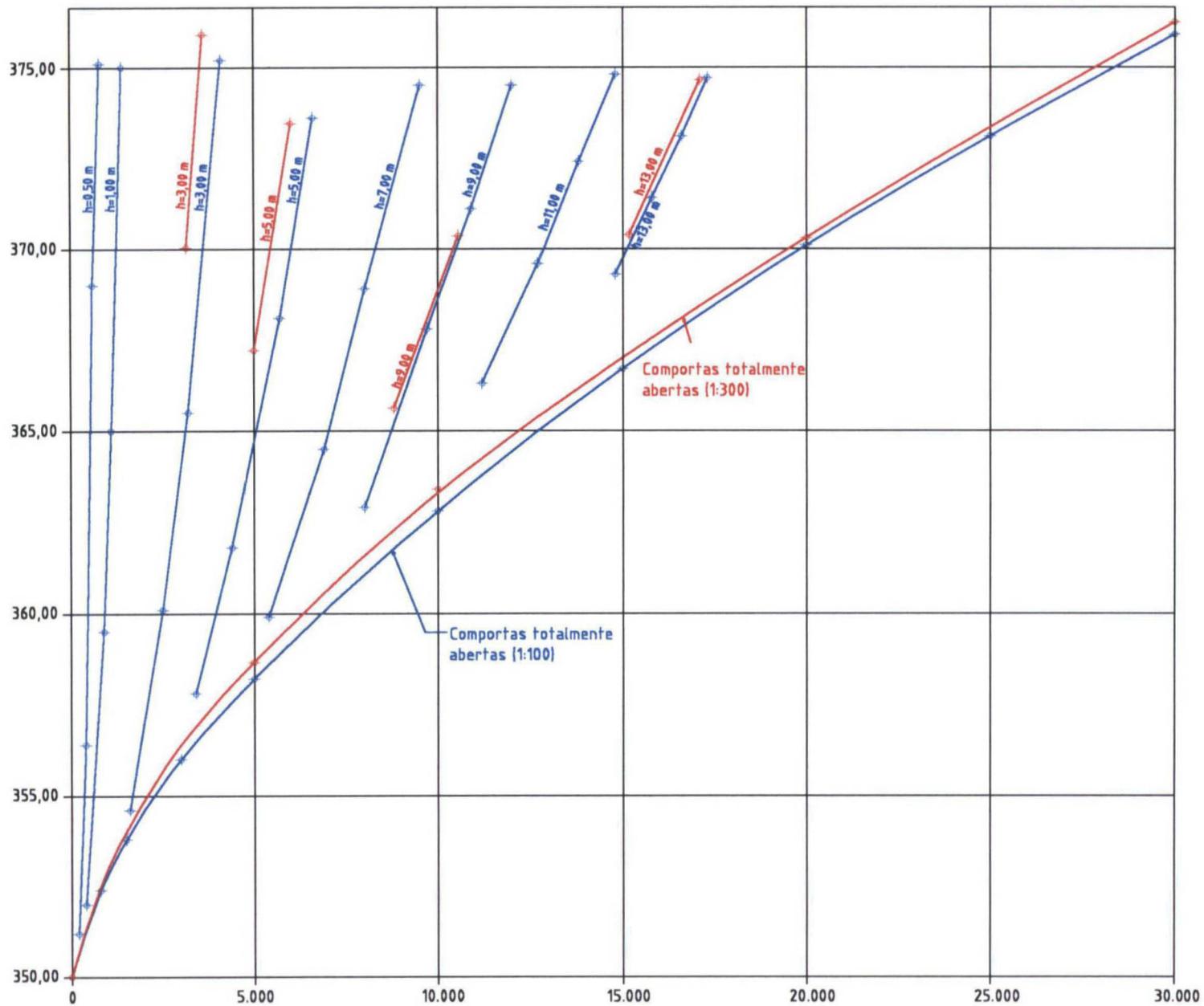
O quadro 4.7 e a figura 4.16 permitem confrontar os coeficientes de descarga obtidos para diferentes aberturas de comportas nos modelos 1:300 e 1:100. Observa-se grandes discrepâncias entre os coeficientes de descarga para as pequenas aberturas.

Segundo NAGO [1985], tal fato pode ser atribuído a efeitos de escala no coeficiente de contração dos escoamentos sob comportas, causados por desigualdades das forças devidas às tensões superficiais e das forças viscosas atuantes no modelo. Como pode ser observado no quadro 4.7, as influências dos efeitos de escala diminuem para as maiores aberturas.

A diferença máxima observada entre os coeficientes médios obtidos nos dois modelos (1:300 em relação ao 1:100) é de 12,8%.

Na figura 4.17, estão apresentadas as curvas de descarga dos modelos 1:300 e 1:100. Nota-se que o modelo 1:300 apresenta coeficientes de descarga menores. As principais discrepâncias aparecem nas menores aberturas das comportas, evidenciando maiores efeitos de escala nessas situações de escoamento.

FIGURA 4.17 – CURVAS DE DESCARGA – ARRANJO II



b) Níveis de água ao longo do modelo e no canal de aproximação

Os níveis de água ao longo do modelo foram medidos, no modelo 1:100, para diversas vazões, em locais pré-determinados. Com a finalidade de comprovar as conclusões obtidas com o Arranjo I, a respeito da comparação entre os níveis de água resultantes dos modelos 1:300 e 1:100, foram também realizadas, para o Arranjo II, as medições dos níveis de água ao longo do modelo 1:300. Foram selecionadas três vazões para os testes, considerando ser este um número suficiente de resultados para o confronto.

Os resultados dos níveis de água ao longo do modelo durante operação isolada do vertedouro 1 com comportas totalmente abertas estão apresentados no quadro 4.8.

QUADRO 4.8 – NÍVEIS DE ÁGUA AO LONGO DO MODELO – ARRANJO II

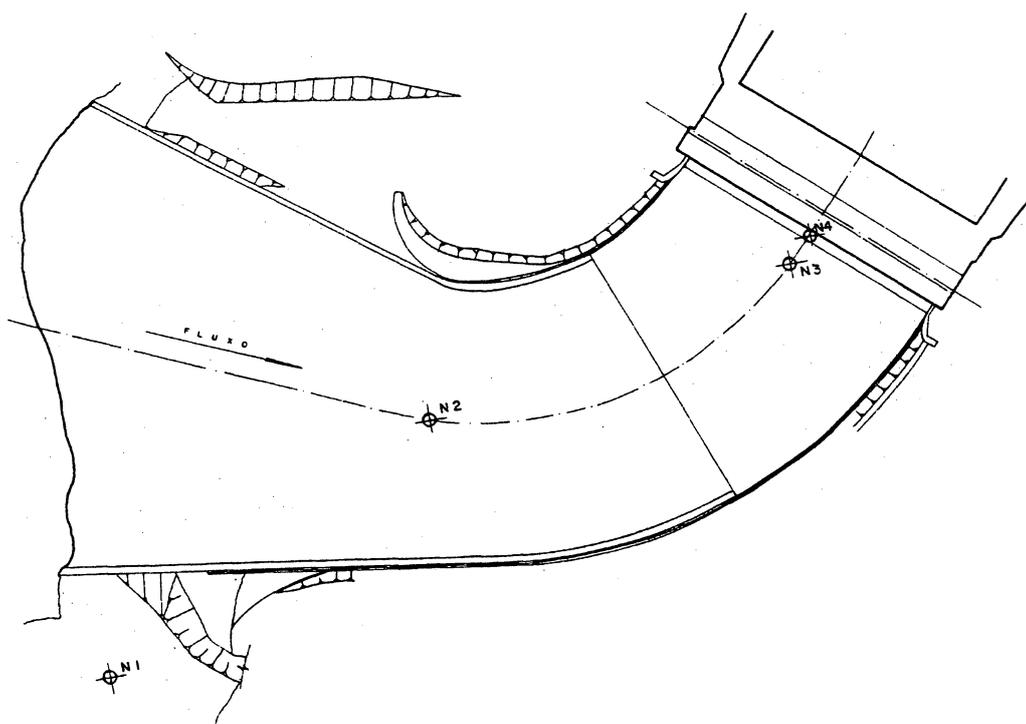
Vazão (m ³ /s)	PL-BT					PL-14				
	1:300 (m)		1:100 (m)		Δh (m)	1:300 (m)		1:100 (m)		Δh (m)
	Máx	Mín	Máx	Mín	Médio	Máx	Mín	Máx	Mín	Médio
10.000	277,10	276,50	277,12	seco	-0,02	276,82	276,58	275,88		0,94
20.000	284,27	283,79	284,40	282,50	0,58	284,23	283,69	283,10	282,70	1,13
30.000	289,34	288,17	290,70	287,40	-0,29	291,43	287,59	289,62	287,80	1,81
Vazão (m ³ /s)	PL-07				PL-05					
	1:300 (m)		1:100 (m)		Δh (m)	1:300 (m)		1:100 (m)		Δh (m)
	Médio		Máx	Mín	Médio	Médio		Máx	Mín	Médio
10.000	272,65		272,50		0,15	272,23		272,27		-0,04
20.000	279,34		279,40	279,10	0,09	279,01		278,70	278,45	0,44
30.000	284,44		284,50	284,30	0,04	284,35		283,68	283,42	0,80

No quadro 4.9 são apresentados os níveis de água resultantes no canal de aproximação do vertedouro 1, operando isoladamente e com as comportas totalmente abertas. As posições de medição dos níveis de água N1 a N4 estão indicadas na figura 4.18.

QUADRO 4.9 – NÍVEIS DE ÁGUA NO CANAL DE APROXIMAÇÃO DO VERTEDOURO 1-
ARRANJO II

Vazão (m ³ /s)	N1			N2			N3			N4		
	1:300 (m)	1:100 (m)	Δh (m)									
10.000	362,95	362,90	0,05	362,65	362,50	0,15	362,29	362,14	0,15	362,53	-	-
20.000	370,19	370,05	0,14	369,14	368,98	0,16	368,00	368,20	-0,20	368,24	-	-
30.000	375,83	376,00	-0,17	374,54	374,00	0,54	372,80	372,80	0,00	373,28	375,20	-1,92

FIGURA 4.18 – POSIÇÕES DE MEDIÇÃO DE NÍVEIS DE ÁGUA NO CANAL DE
APROXIMAÇÃO DO VERTEDOURO 1 - ARRANJO II.



Os níveis de água ao longo do modelo, a exemplo do ocorrido no Arranjo I, apresentam discrepâncias quando comparados aos resultados obtidos no modelo 1:100.

As maiores diferenças são observadas na ponta PL-14, e podem ser creditadas à diferença na dissipação de energia no vertedouro, maior no modelo 1:300.

Na ponta PL-BT, que está localizada na região do bota-fora, as diferenças podem ser resultado de divergências na reprodução da topografia, uma vez que essa necessitaria de uma modelagem mais detalhada nesse local e, portanto, é mais suscetível ao erro em um modelo de pequena escala.

No caso do canal de aproximação, os níveis de água encontrados no modelo 1:300 podem ter sido influenciados por um mal posicionamento da ponta linimétrica, devido aos efeitos de capilaridade. Aliados a esse fator, existem ainda os efeitos de escala, que contribuem para a diferença de resultados na medida em que produzem discrepâncias na perda de carga do escoamento no canal de aproximação.

Para a posição N4, entretanto, a grande diferença de nível de água obtida entre os dois modelos deve-se principalmente ao mal posicionamento da ponta linimétrica, devido às pequenas dimensões do local. Esta posição encontra-se próxima da posição de estagnação do fluxo na cabeça do pilar, o que leva a fortes gradientes de pressões e níveis na região.

c) Velocidades

Com o propósito de reafirmar as observações efetuadas no Arranjo I, foram investigadas as velocidades resultantes no modelo 1:300, em posições pré-estabelecidas, após a implantação do Arranjo II. Foram escolhidas posições de medição de velocidades semelhantes às do modelo 1:100, permitindo, assim, a comparação de resultados entre os modelos.

Os resultados das medições de velocidades no canal de aproximação e na restituição do vertedouro 1 estão apresentados nos quadros 4.10 e 4.11, respectivamente.

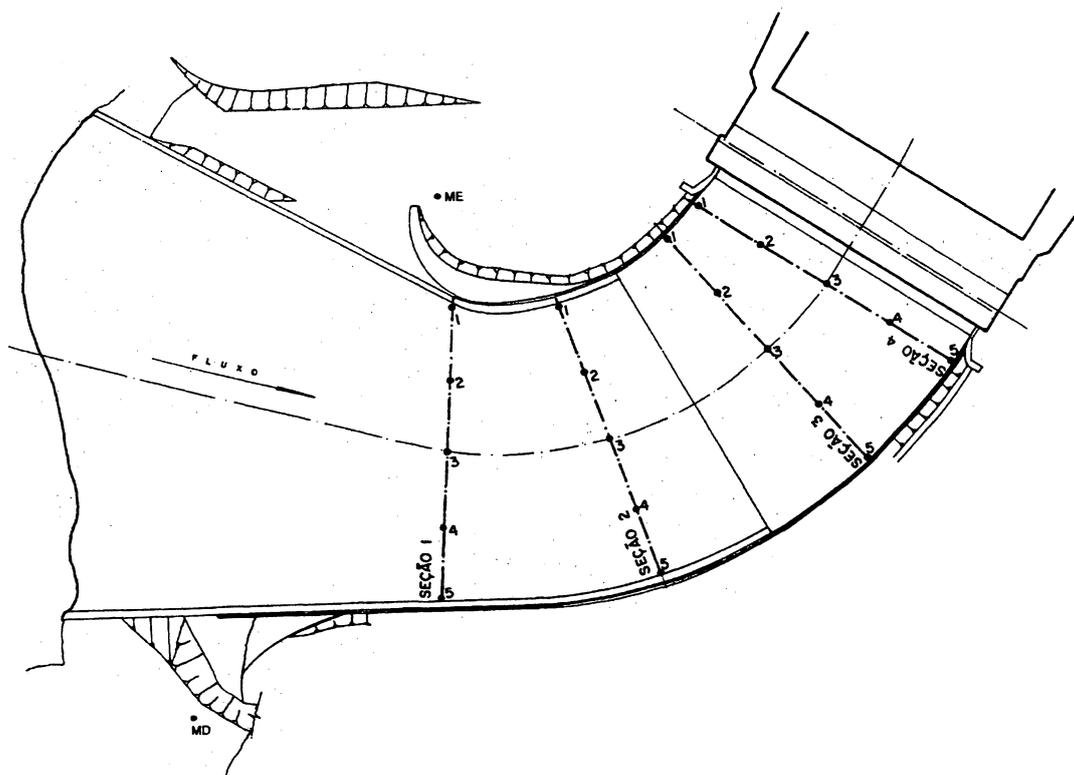
Com o objetivo de simplificar o confronto de resultados, foi selecionada somente uma amostra de pontos de medição de velocidades no canal de aproximação do vertedouro 1. Os croquis com as posições de medição de velocidades estão apresentados nas figuras 4.19 e 4.20.

QUADRO 4.10 – VELOCIDADES NO CANAL DE APROXIMAÇÃO DO VERTEDOIRO 1 –
ARRANJO II

		10.000 m ³ /s		20.000 m ³ /s		30.000 m ³ /s	
		1:300 (m/s)	1:100 (m/s)	1:300 (m/s)	1:100 (m/s)	1:300 (m/s)	1:100 (m/s)
S1	1	2,60	4,16	4,68	6,37	9,23	9,01
	3	2,94	4,16	4,42	4,25	5,80	5,66
	5	2,60	3,90	3,64	3,90	4,97	5,13
S3	1	3,12	4,34	5,63	7,78	8,18	9,90
	3	3,64	2,92	5,46	6,10	7,11	5,66
	5	2,94	2,40	4,68	5,04	5,31	4,16
MD		1,99	2,13	2,60	3,28	1,47	5,04
ME		3,64	3,28	3,98	5,66	6,34	9,46

Nota: - MD e ME correspondem a posições (variáveis com a vazão) junto às escavações na entrada do canal de aproximação, na margem direita e esquerda, indicadas no croqui da figura 4.19.

FIGURA 4.19 – POSIÇÕES DE MEDIÇÃO DE VELOCIDADES NO CANAL DE APROXIMAÇÃO DO VERTEDOIRO 1 – ARRANJO II



QUADRO 4.11 – VELOCIDADES NA RESTITUIÇÃO DO VERTEDOURO 1 – ARRANJO II

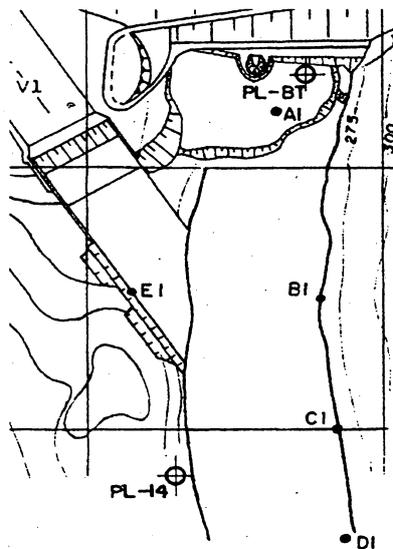
	10.000 m ³ /s		20.000 m ³ /s		30.000 m ³ /s	
	1:300 (m/s)	1:100 (m/s)	1:300 (m/s)	1:100 (m/s)	1:300 (m/s)	1:100 (m/s)
A1	*	~ 0	0,17 r a 0,35	~ 0	0,17 r a 0,62	2,66
B1	2,60 r	2,92 r	1,73 r	3,72 r	2,61 r	5,48 r
C1	1,65	4,60	0,52 r a 0,69	3,54	0,71 r a 2,11	6,37
D1	3,64	3,54	2,42	5,31	2,96	10,78
E1	5,37	4,60	7,45	9,01	8,85	10,78

Notas: - “r”: indica corrente de retorno, com sentido contrário ao fluxo principal;

- ~ 0: indica velocidade abaixo da sensibilidade do aparelho utilizado no modelo 1:100 ($v < 0,15$ m/s);

- * : modelo seco nesta posição, devido à discrepâncias na reprodução da topografia dessa região em particular. Trata-se de uma região de topografia delicada, mais susceptível a defeitos de modelagem.

FIGURA 4.20 – POSIÇÕES DE MEDIÇÃO DE VELOCIDADES NA RESTITUIÇÃO DO VERTEDOURO 1 – ARRANJO II



Os resultados de velocidades obtidos no modelo 1:300 apresentam, como no Arranjo I, grandes discrepâncias em relação aos obtidos no modelo 1:100. Essa distinção de valores pode ter como causa principal a sensibilidade do modelo 1:300 quanto ao posicionamento do medidor de velocidades. Pequenas variações na localização do medidor podem refletir em grandes diferenças nas velocidades resultantes, principalmente em posições que apresentam grande agitação do escoamento.

Além das incertezas de posicionamento do medidor, os resultados de velocidades podem ser afetados também por efeitos de escala, uma vez que as velocidades dos fluxos são, também, função da perda de carga do escoamento.

d) Perfil do nível de água ao longo dos muros laterais do vertedouro 1

O dimensionamento da altura dos muros laterais de um vertedouro é orientado através dos resultados do levantamento do perfil do nível de água ao longo dos muros direito e esquerdo do vertedouro para a vazão de projeto. Para o Aproveitamento Hidrelétrico de Itá, foi levantado o perfil do nível de água no vertedouro 1, em operação isolada, com as comportas totalmente abertas, para a vazão de 30.000 m³/s.

O levantamento foi realizado com o auxílio de um paquímetro com precisão de 0,05 mm. As seções foram marcadas ao longo do topo dos muros, e as cotas foram determinadas através da leitura da distância vertical entre o topo do muro e a superfície livre da água, adotando-se valores médios dos níveis de água. Os valores de níveis de água são oscilantes, devido a ondas que se formam nos escoamentos em função da separação e expansão do fluxo nos pilares da crista.

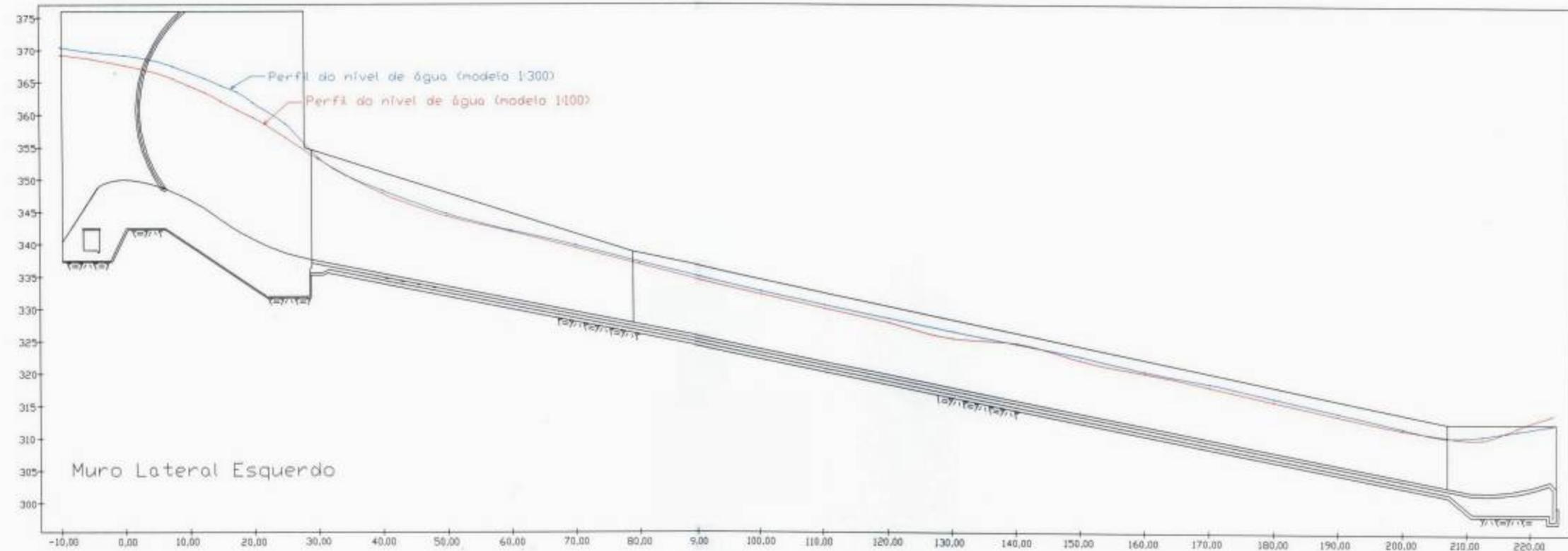
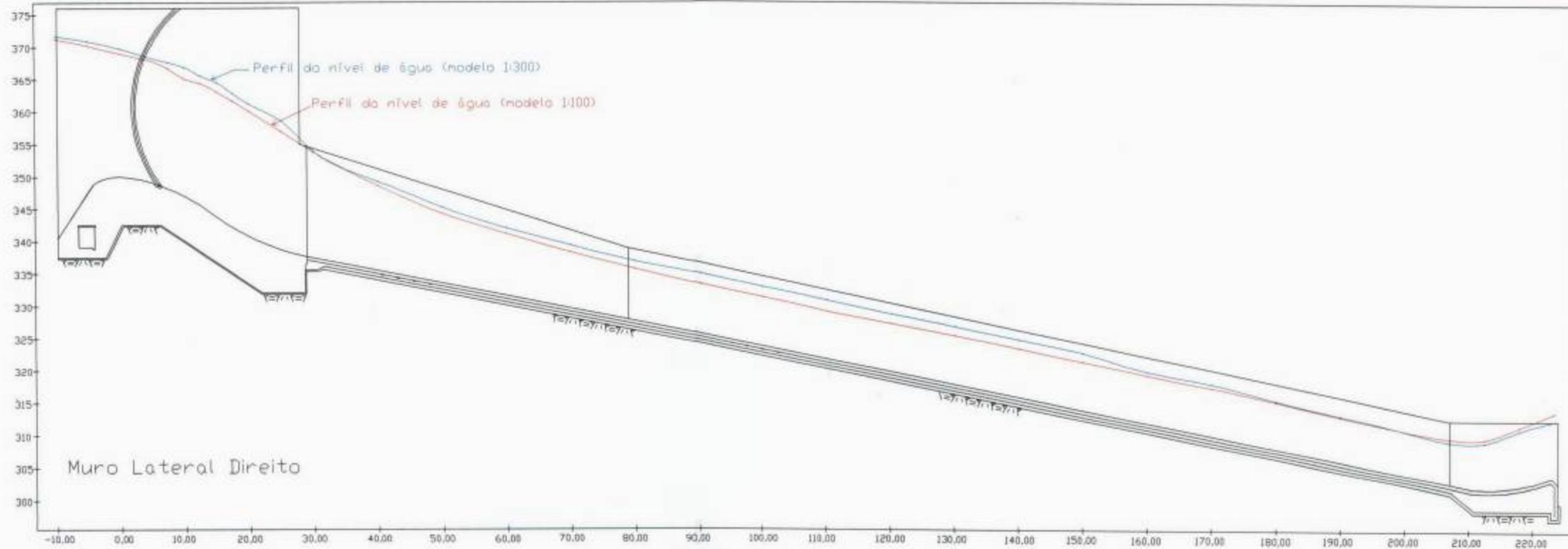
O quadro 4.12 apresenta os resultados dos levantamentos realizados nos modelos 1:300 e 1:100. As siglas ME e MD representam ‘muro esquerdo’ e ‘muro direito’, respectivamente. Os resultados estão em dimensões de protótipo.

QUADRO 4.12 – PERFIL LONGITUDINAL DO ESCOAMENTO AO LONGO DOS MUROS
LATERAIS DO VERTEDOIRO 1

Posição	x (m)	Cota dos muros		Cota da água (m)		Cota da água (m)		Diferença (m)	
		Topo (m)	Fundo (m)	Modelo 1:300		Modelo 1:100		ME	MD
				ME	MD	ME	MD		
1	-10	376,00	340,00	370,44	371,68	369,28	371,27	1,17	0,42
2	-5	376,00	341,64	369,67	370,91	368,60	370,26	1,07	0,65
3	0	376,00	350,00	369,19	369,79	367,65	369,03	1,54	0,76
6	7,5	376,00	348,13	367,52	367,63	365,58	366,70	1,94	0,93
7	10	376,00	346,89	366,52	366,90	364,45	365,08	2,07	1,83
8	12,5	376,00	345,38	365,59	365,55	363,45	364,40	2,14	1,15
9	15	372,50	343,64	364,52	364,56	362,05	363,05	2,47	1,51
10	17,5	369,50	342,02	363,52	362,82	360,78	361,65	2,75	1,17
11	20	362,14	340,20	361,82	361,20	359,60	360,08	2,22	1,13
12	25	363,95	338,66	358,62	358,56	356,53	356,98	2,10	1,58
13	30	353,98	337,44	353,47	353,85	353,23	353,73	0,24	0,13
14	40	350,89	335,46	348,34	349,24	347,90	348,60	0,44	0,64
15	50	347,79	333,49	344,72	345,22	344,35	344,23	0,37	0,99
16	60	344,69	331,51	342,15	341,95	341,98	341,08	0,18	0,87
17	70	341,60	329,53	339,86	339,30	339,48	338,23	0,38	1,07
18	80	338,61	327,56	337,28	336,82	336,95	335,65	0,33	1,17
19	90	336,55	325,59	334,92	334,90	334,40	333,28	0,52	1,62
20	100	334,49	323,60	332,77	332,88	332,30	331,35	0,47	1,53
21	110	332,43	321,63	330,67	330,91	330,13	329,20	0,54	1,71
22	120	330,37	319,65	328,61	328,81	327,95	327,35	0,66	1,45
23	130	328,31	317,68	326,61	326,91	325,50	325,53	1,11	1,39
24	140	326,25	315,70	324,66	324,84	324,80	323,50	-0,14	1,33
25	150	324,19	313,73	322,76	322,84	322,15	321,48	0,61	1,36
26	160	322,13	311,75	320,45	319,91	320,18	319,35	0,27	0,56
27	170	320,07	309,77	318,67	318,14	318,18	317,53	0,50	0,61
28	180	318,01	307,79	316,48	315,51	315,95	315,38	0,53	0,13
29	190	315,95	305,82	314,25	313,37	313,83	313,18	0,43	0,19
30	200	313,89	303,89	311,95	311,00	311,70	311,03	0,25	-0,02
31	207	312,66	302,48	310,57	309,40	310,65	309,90	-0,08	-0,50
32	212,5	312,66	302,11	310,84	309,33	310,30	309,85	0,53	-0,52
33	218	312,66	302,75	311,69	311,19	312,20	311,73	-0,51	-0,53
34	223,5	312,66	300,00	312,55	312,70	314,08	313,95	-1,53	-1,25

Nota: - x é a distância horizontal em metros, contada a partir da crista, com o sentido positivo para jusante.

A figura 4.21 apresenta o perfil longitudinal do escoamento ao longo dos muros laterais do vertedouro.



Nota : - Os valores numéricos dos níveis de água ao longo dos muros laterais do vertedouro 1 encontram-se indicados no quadro 4.12

FIGURA 4.21 - PERFIL LONGITUDINAL DO ESCOAMENTO AO LONGO DOS MUROS LATERAIS DO VERTEDOURO 1

Os níveis de água ao longo da calha do vertedouro são função da capacidade de descarga e, principalmente, da perda de carga – influenciada por forças viscosas e pela rugosidade relativa existente na calha. A reprodução da calha do vertedouro é feita com o mesmo material para os modelos 1:100 e 1:300 – acrílico. Portanto, a rugosidade relativa dos dois modelos é distinta, resultando em perdas de carga diferenciadas. O modelo 1:300 apresenta uma maior rugosidade relativa e, conseqüentemente, maiores perdas de carga e níveis de água. Além disso, no modelo 1:300 o número de Reynolds é menor, elevando a influência dos efeitos viscosos no escoamento.

Através do quadro 4.12 e da figura 4.21 pode-se observar que as diferenças mais significativas entre os modelos 1:100 e 1:300 encontram-se nas seções posicionadas na região dos pilares, onde o levantamento do nível de água é mais difícil, e, portanto, qualquer divergência no posicionamento do paquímetro resulta em grandes erros.

Os valores obtidos em modelos devem ser considerados como mínimos, para efeito de projeto, uma vez que no protótipo ocorre aeração do escoamento na calha, o que não é reproduzido em modelos – sejam 1:100 ou 1:300. Este efeito, aumento da espessura pela incorporação de ar, é maior do que o efeito do aumento do nível de água em função da maior rugosidade dos contornos no modelo 1:300 em relação ao modelo 1:100.

Com a finalidade de caracterizar as diferenças provocadas pelas divergências nas rugosidades relativas entre modelos e protótipo, foi realizado o cálculo teórico do perfil do nível de água ao longo do vertedouro 1, através do método da camada limite [BAUER, 1954], para as situações de protótipo (calha em concreto), modelo 1:100 e modelo 1:300 (calhas em acrílico).

A rugosidade equivalente de Nikuradse (k) adotada para o protótipo (calha em concreto liso) foi $k = 0,0006$ m, e para os modelos (calha em acrílico), $k = 0,00015$ m [CHOW, 1959]. A profundidade inicial adotada para o cálculo teórico, em todos os casos, foi a profundidade crítica, posicionada na crista do vertedouro.

O quadro 4.13 apresenta uma comparação entre os resultados obtidos com o método teórico e com o levantamento experimental. Deve-se observar que, para o levantamento experimental, estão representados valores que correspondem à média dos níveis de água entre os muros esquerdo e direito.

QUADRO 4.13 – COMPARAÇÃO ENTRE PERFIL TEÓRICO E PERFIL EXPERIMENTAL DO ESCOAMENTO – VAZÃO DE 30.000 m³/s.

		N. A. (m)				
		x=0 m	x=25 m	x=50 m	x=100 m	x=200 m
Teórico	Protótipo	362,89	350,64	342,14	331,35	310,53
	1:100		350,68	342,20	331,45	310,70
	1:300		350,70	342,24	331,51	310,80
Experimental	1:100	368,34	356,75	344,29	331,83	311,37
	1:300	369,49	358,59	344,97	332,83	311,48

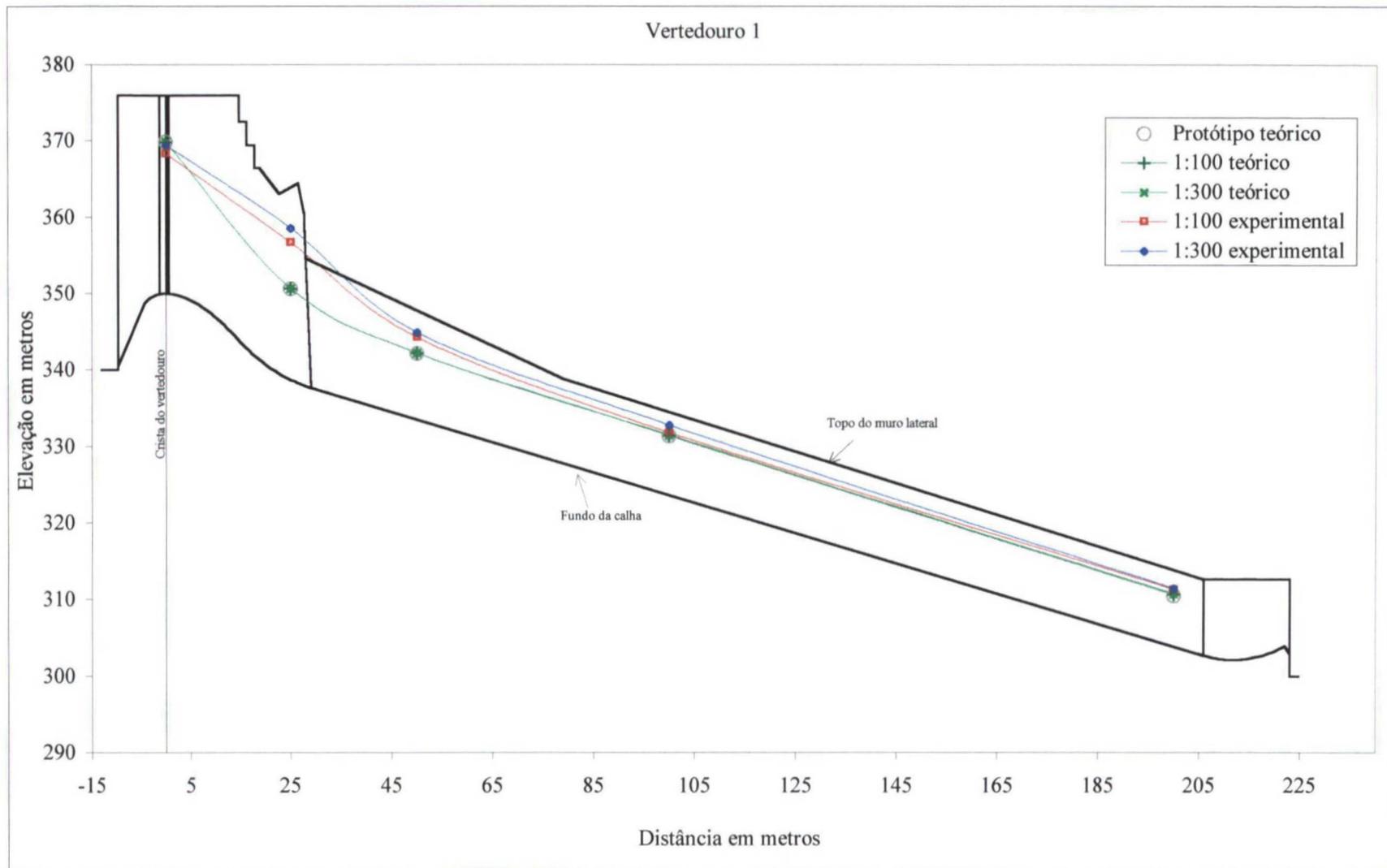
Uma análise dos níveis de água obtidos teoricamente, através do método da camada limite, comprova a influência do crescimento das rugosidades relativas nas profundidades do escoamento, à medida que diminui a escala. Esta influência aparece de forma mais acentuada, também, nos resultados experimentais. Isto porque o cálculo teórico possui simplificações e aproximações, resultando em menores níveis de água ao longo da calha e, conseqüentemente, em menores divergências de valores. Devemos considerar, ainda, as ondulações existentes em escoamentos reais, em função de separações e incidência dos fluxos em contornos sólidos, que contribuem para a discrepância entre os valores teóricos e experimentais.

A influência da rugosidade relativa é crescente ao longo da calha, uma vez que os níveis de água estão vinculados às perdas de carga do escoamento.

A figura 4.22 apresenta graficamente os resultados apresentados no quadro 4.13. Pode-se observar, nesta figura, que a influência da rugosidade relativa na comparação dos níveis teóricos é praticamente imperceptível, enquanto que na comparação dos níveis experimentais, entre os modelos de escalas diferentes, ela é mais acentuada. Nesta mesma figura, nota-se ainda a brusca diferença entre níveis teóricos e experimentais nas proximidades da contracurva do perfil do vertedouro, caracterizando, assim, a ineficiência do método teórico utilizado para a estimativa de níveis de água nestas situações. A presença da contracurva aumenta a pressão,

distorcendo a hipótese da distribuição hidrostática de pressão utilizada na seção $x = 25$ m. Levar em conta esse efeito implicaria em resolver primeiramente o escoamento na região da crista utilizando, por exemplo, os métodos dos elementos finitos ou dos elementos de contorno [OTA, 1986] para a solução da equação de Laplace admitindo fluxo irrotacional na região.

FIGURA 4.22 – COMPARAÇÃO ENTRE PERFIL TEÓRICO E PERFIL EXPERIMENTAL DO ESCOAMENTO – VAZÃO DE 30.000 m³/s.

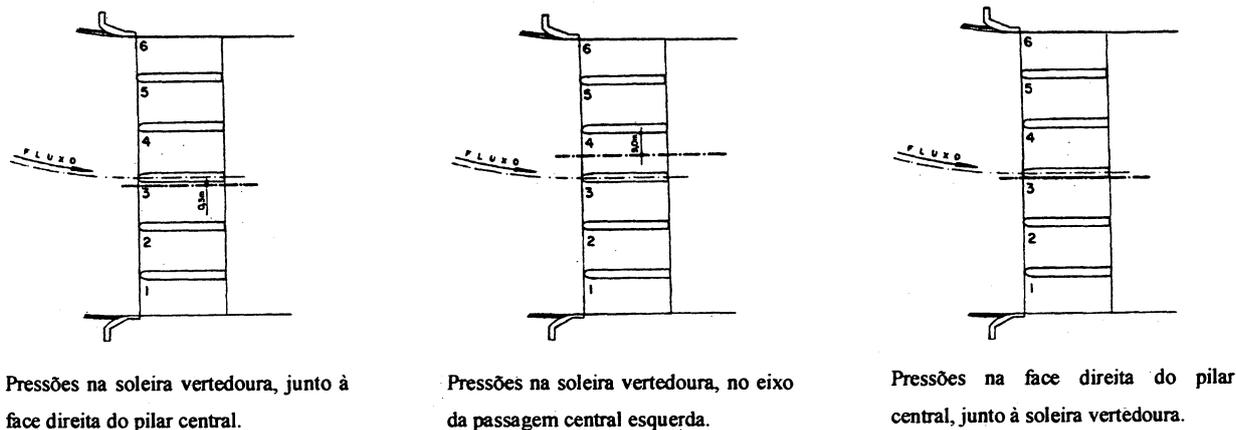


e) Pressões na crista do vertedouro 1

Para a comparação de medidas de pressão entre os modelos 1:100 e 1:300 foram instalados piezômetros no modelo 1:300 em locais equivalentes aos anteriormente instalados na crista do vertedouro 1. Na soleira vertedoura foram posicionadas tomadas de pressão no eixo da passagem central esquerda e junto à face direita do pilar central. Foram instaladas, também, tomadas de pressão junto à soleira vertedoura, na face direita do pilar central. No modelo 1:100 foram instalados 22 piezômetros em cada seção; entretanto, no modelo 1:300, optou-se pela instalação de apenas 7 piezômetros em cada seção, localizados de forma a que toda a seção fosse representada. No caso da seção posicionada na face direita do pilar central, foram selecionados piezômetros apenas nas proximidades da ranhura, região onde foram registradas as menores pressões no modelo 1:100.

A localização das seções de medição encontram-se indicadas na figura 4.23.

FIGURA 4.23 – LOCALIZAÇÃO DAS SEÇÕES DE MEDIÇÃO DE PRESSÕES



Os testes para medição de pressões foram realizados para três vazões: 10.000, 20.000 e 30.000 m³/s.

Os resultados estão apresentados nos quadros 4.14, 4.15 e 4.16 e na figura 4.24.

QUADRO 4.14 – PRESSÕES NA SOLEIRA VERTEDOURA JUNTO À FACE DIREITA DO PILAR CENTRAL.

Q = 10.000 m³/s

Tomada de pressão			1:300		1:100	Δp
#	x (m)	Cota da tomada (m)	Cota Piezom. (m)	Pressão (m.c.a.)	Pressão (m.c.a.)	Pressão (m.c.a.)
2	-4,00	348,94	355,00	6,06	6,26	-0,20
4	-2,00	349,80	354,20	4,40	4,60	-0,20
6	0,00	350,00	353,60	3,60	2,90	0,70
8	2,00	349,82	352,80	2,98	2,38	0,60
11	5,00	349,09	352,20	3,11	1,81	1,30
16	15,00	343,64	350,00	6,36	6,16	0,20
20	23,00	339,36	349,60	10,24	8,54	1,70

Q = 20.000 m³/s

Tomada de pressão			1:300		1:100	Δp
#	x (m)	Cota da tomada (m)	Cota Piezom. (m)	Pressão (m.c.a.)	Pressão (m.c.a.)	Pressão (m.c.a.)
2	-4,00	348,94	353,60	4,66	5,66	-1,00
4	-2,00	349,80	354,30	4,50	4,00	0,50
6	0,00	350,00	353,40	3,40	1,20	2,20
8	2,00	349,82	352,60	2,78	1,98	0,80
11	5,00	349,09	352,70	3,61	2,11	1,50
16	15,00	343,64	354,30	10,66	10,86	-0,20
20	23,00	339,36	355,00	15,64	15,14	0,50

Q = 30.000 m³/s

Tomada de pressão			1:300		1:100	Δp
#	x (m)	Cota da tomada (m)	Cota Piezom. (m)	Pressão (m.c.a.)	Pressão (m.c.a.)	Pressão (m.c.a.)
2	-4,00	348,94	351,40	2,46	3,76	-1,30
4	-2,00	349,80	353,60	3,80	1,40	2,40
6	0,00	350,00	351,90	1,90	-1,40	3,30
8	2,00	349,82	351,60	1,78	0,78	1,00
11	5,00	349,09	353,20	4,11	1,51	2,60
16	15,00	343,64	358,00	14,36	14,26	0,10
20	23,00	339,36	359,40	20,04	19,84	0,20

Nota: - x: distância horizontal contada a partir da crista do vertedouro, em metros;

- m.c.a.: metros de coluna de água;

- Δp: diferença de pressão entre os modelos 1:300 e 1:100.

QUADRO 4.15 – PRESSÕES NA SOLEIRA VERTEDOURA NO EIXO DA PASSAGEM
CENTRAL ESQUERDA.

$Q = 10.000 \text{ m}^3/\text{s}$

Tomada de pressão			1:300		1:100	Δp
#	x (m)	Cota da tomada (m)	Cota Piezom. (m)	Pressão (m.c.a.)	Pressão (m.c.a.)	Pressão (m.c.a.)
2	-4,00	348,94	355,20	6,26	7,46	-1,20
4	-2,00	349,80	355,00	5,20	4,80	0,40
6	0,00	350,00	353,60	3,60	3,40	0,20
8	2,00	349,82	353,00	3,18	2,98	0,20
11	5,00	349,09	351,70	2,61	2,31	0,30
16	15,00	343,64	350,00	6,36	5,96	0,40
20	23,00	339,36	349,40	10,04	9,94	0,10

$Q = 20.000 \text{ m}^3/\text{s}$

Tomada de pressão			1:300		1:100	Δp
#	x (m)	Cota da tomada (m)	Cota Piezom. (m)	Pressão (m.c.a.)	Pressão (m.c.a.)	Pressão (m.c.a.)
2	-4,00	348,94	353,40	4,46	7,66	-3,20
4	-2,00	349,80	354,00	4,20	4,30	-0,10
6	0,00	350,00	352,20	2,20	2,70	-0,50
8	2,00	349,82	352,00	2,18	2,38	-0,20
11	5,00	349,09	351,60	2,51	2,31	0,20
16	15,00	343,64	353,70	10,06	11,16	-1,10
20	23,00	339,36	355,40	16,04	16,34	-0,30

$Q = 30.000 \text{ m}^3/\text{s}$

Tomada de pressão			1:300		1:100	Δp
#	x (m)	Cota da tomada (m)	Cota Piezom. (m)	Pressão (m.c.a.)	Pressão (m.c.a.)	Pressão (m.c.a.)
2	-4,00	348,94	352,00	3,06	6,46	-3,40
4	-2,00	349,80	353,20	3,40	2,20	1,20
6	0,00	350,00	350,90	0,90	0,60	0,30
8	2,00	349,82	351,10	1,28	0,98	0,30
11	5,00	349,09	352,70	3,61	2,11	1,50
16	15,00	343,64	357,80	14,16	14,56	-0,40
20	23,00	339,36	360,00	20,64	21,04	-0,40

Nota: - x: distância horizontal contada a partir da crista do vertedouro, em metros;
 - m.c.a.: metros de coluna de água;
 - Δp : diferença de pressão entre os modelos 1:300 e 1:100.

QUADRO 4.16 – PRESSÕES NA FACE DIREITA DO PILAR CENTRAL JUNTO À SOLEIRA
VERTEDOURA.

$Q = 10.000 \text{ m}^3/\text{s}$

Tomada de pressão			1:300		1:100			Δp
#	x (m)	Cota da tomada (m)	Cota Piezom. (m)	Pressão (m.c.a.)	Cota da tomada (m)	Cota Piezom. (m)	Pressão (m.c.a.)	Pressão (m.c.a.)
2	-4,00	349,54	356,80	7,26	349,24	356,00	6,76	0,50
4	-2,00	350,40	355,20	4,80	350,10	354,20	4,10	0,70
5	-1,00	350,55	355,00	4,45	350,25	354,80	4,55	-0,10
6	0,00	350,60	353,50	2,90	350,30	354,60	4,30	-1,40
8	0,54	351,50	355,00	3,50	350,30	352,30	2,00	1,50
9	1,00	350,55	353,00	2,45	350,25	352,00	1,75	0,70
10	2,00	350,42	353,00	2,58	350,12	352,50	2,38	0,20

$Q = 20.000 \text{ m}^3/\text{s}$

Tomada de pressão			1:300		1:100			Δp
#	x (m)	Cota da tomada (m)	Cota Piezom. (m)	Pressão (m.c.a.)	Cota da tomada (m)	Cota Piezom. (m)	Pressão (m.c.a.)	Pressão (m.c.a.)
2	-4,00	349,54	356,60	7,06	349,24	356,40	7,16	-0,10
4	-2,00	350,40	356,00	5,60	350,10	354,10	4,00	1,60
5	-1,00	350,55	356,20	5,65	350,25	353,40	3,15	2,50
6	0,00	350,60	354,60	4,00	350,30	353,30	3,00	1,00
8	0,54	351,50	355,30	3,80	350,30	351,20	0,90	2,90
9	1,00	350,55	351,80	1,25	350,25	351,00	0,75	0,50
10	2,00	350,42	352,60	2,18	350,12	352,20	2,08	0,10

$Q = 30.000 \text{ m}^3/\text{s}$

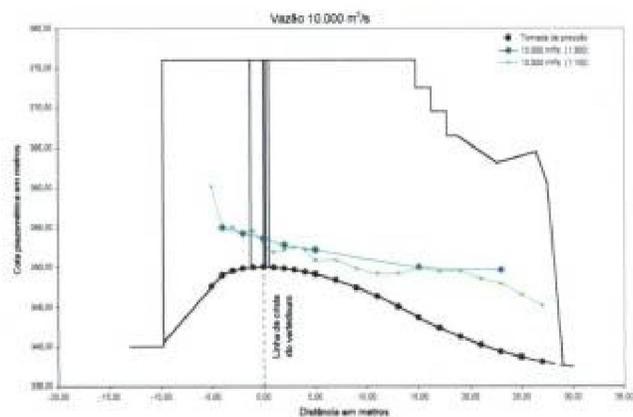
Tomada de pressão			1:300		1:100			Δp
#	x (m)	Cota da tomada (m)	Cota Piezom. (m)	Pressão (m.c.a.)	Cota da tomada (m)	Cota Piezom. (m)	Pressão (m.c.a.)	Pressão (m.c.a.)
2	-4,00	349,54	355,60	6,06	349,24	355,60	6,36	-0,30
4	-2,00	350,40	355,20	4,80	350,10	352,10	2,00	2,80
5	-1,00	350,55	355,60	5,05	350,25	354,30	4,05	1,00
6	0,00	350,60	353,20	2,60	350,30	351,80	1,50	1,10
8	0,54	351,50	355,00	3,50	350,30	348,80	-1,50	5,00
9	1,00	350,55	351,40	0,85	350,25	348,90	-1,35	2,20
10	2,00	350,42	351,80	1,38	350,12	351,10	0,98	0,40

Nota: - x: distância horizontal contada a partir da crista do vertedouro, em metros;

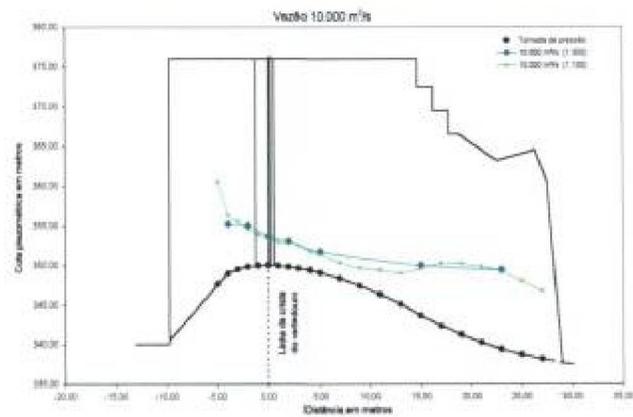
- m.c.a.: metros de coluna de água;

- Δp : diferença de pressão entre os modelos 1:300 e 1:100.

Pressões na soleira vertedoura, junto à face direita do pilar central



Pressões na soleira vertedoura, no eixo da passagem central esquerda



Pressões na face direita do pilar central, junto à soleira vertedoura

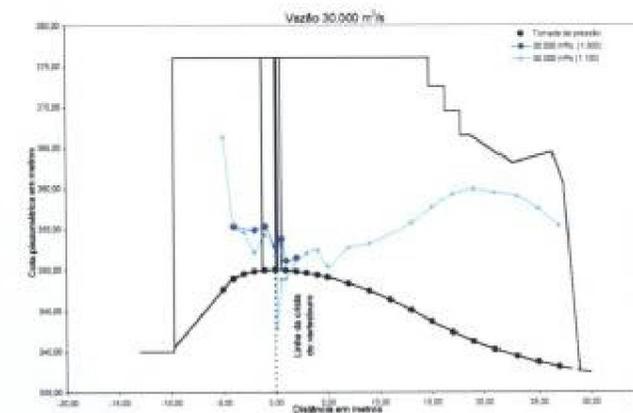
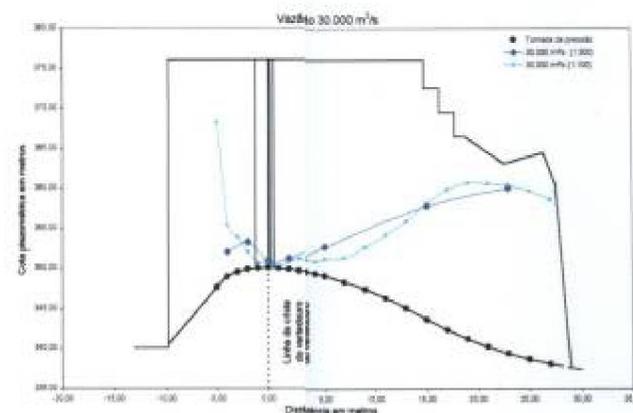
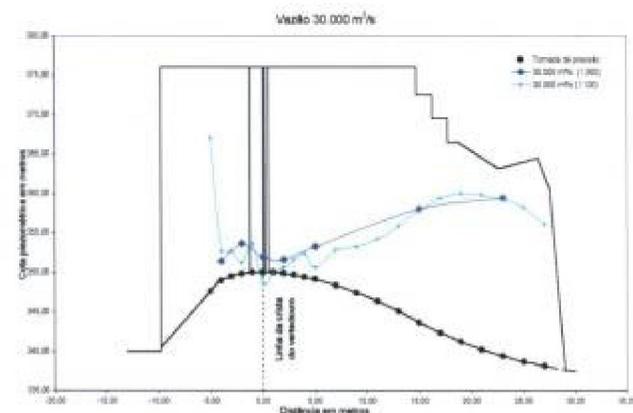
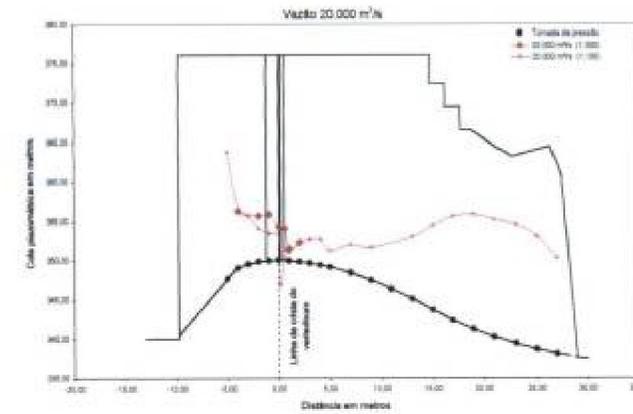
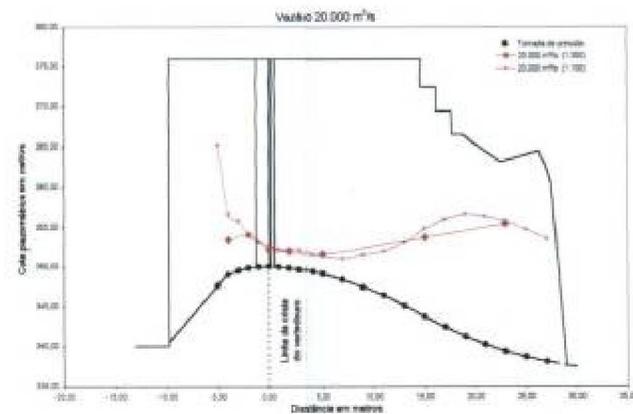
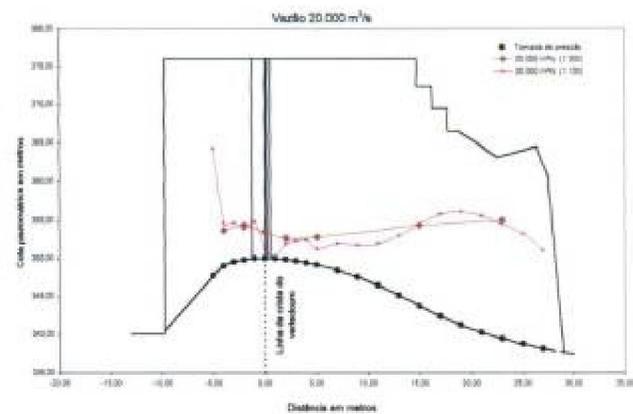
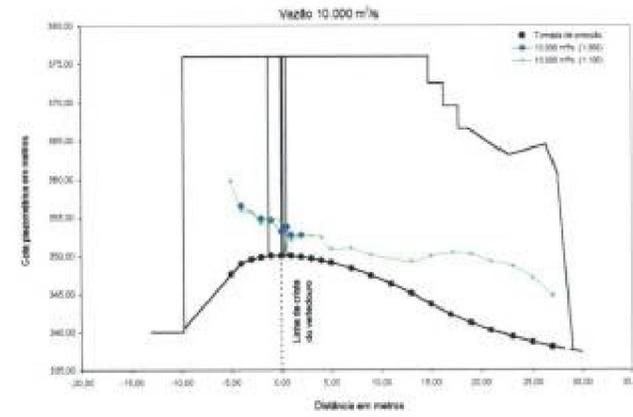


FIGURA 4.24 - PRESSÕES NO VERTEDOIRO 1 - ARRANJO II

A intenção, ao realizar a medição de pressões no Arranjo II, foi comprovar a pequena eficiência do modelo 1:300, no que se refere a estudos de detalhes de projeto. Como pode ser observado na figura 4.24, as pressões obtidas no eixo da passagem central do vertedouro foram bem reproduzidas pelo modelo 1:300. Entretanto, nas medições efetuadas na face do pilar central e na soleira vertedoura junto à face direita do pilar central, observam-se grandes diferenças, principalmente em posições apresentadas como críticas no modelo 1:100.

As grandes responsáveis pelas divergências nas leituras de pressões são as imperfeições na construção das estruturas do modelo 1:300, decorrentes das simplificações que se fazem necessárias.

Observa-se que a construção do modelo da crista do vertedouro atingiu praticamente o limite de sua perfeição com a tecnologia disponível no CEHPAR. Investiu-se muito tempo verificando rigorosamente as dimensões. Modelos menos precisos conduzem certamente a erros muito mais acentuados.

A dificuldade de instalação dos piezômetros – dimensões ‘fixas’ dos equipamentos piezômetros – limita os resultados obtidos no modelo 1:300, não permitindo a mesma riqueza de informações obtidas com o modelo 1:100.

A figura 4.24 permite comprovar, ainda, o efeito da contracurva do vertedouro na distribuição de pressões, que deixa de ser hidrostática (observar, também, o perfil do escoamento, mostrado na figura 4.22, e comentários a respeito nas páginas 88 e 89).

Considerações finais dos testes com o Arranjo II

Os testes realizados nesse segundo arranjo possibilitam reafirmar as conclusões obtidas com o Arranjo I, além de permitir considerações sobre alguns detalhes de projeto.

Com o Arranjo II foi possível estudar a capacidade de descarga do vertedouro também para comportas parcialmente abertas. O estudo do coeficiente de descarga para comportas totalmente abertas apresentou, nesse arranjo, diferenças mais acentuadas entre os modelos 1:100 e 1:300. Tal discrepância pode ser resultante de uma maior influência das perdas de carga no canal de aproximação, por ser este mais extenso do que o estudado no primeiro arranjo. Ainda, para comportas parcialmente abertas, notam-se diferenças maiores entre os coeficientes de descarga para as menores aberturas, o que pode ser decorrente de uma maior influência das ações viscosas e da tensão superficial nessas situações.

A comparação dos níveis de água ao longo do modelo, assim como no Arranjo I, apresentou discrepância nos resultados. A principal causa das diferenças encontradas foi relacionada às divergências nas perdas de carga dos modelos. As divergências mais significativas nos níveis de água encontram-se na ponta PL-14, e podem ser creditadas à maior dissipação de energia na calha do vertedouro no modelo 1:300.

Outra influência das diferenças entre os fatores de resistência é observada no perfil do nível de água ao longo dos muros laterais do vertedouro 1.

Neste caso, além dos efeitos que afetam a capacidade de descarga, existe ainda o fato de que o acrílico utilizado nos modelos 1:100 e 1:300 é o mesmo, conduzindo a diferentes rugosidades relativas entre os modelos. Essa diferença de rugosidade relativa, aliada aos efeitos provocados pelo menor número de Reynolds do escoamento, é a principal responsável pela perda de carga mais acentuada no modelo 1:300 e, conseqüentemente, pela diferença de níveis de água na calha entre os modelos estudados.

No caso das medições de velocidade, são válidas as mesmas considerações realizadas para o Arranjo I, no qual as diferenças de resultados podem ser justificadas

pelo posicionamento não preciso do medidor, além de possíveis incertezas nas leituras. A velocidade é função também da perda de carga, não podendo, portanto, ser descartada a influência de efeitos de escala nos resultados obtidos.

Como consequência da diferença de níveis de água e velocidades no vertedouro, as pressões medidas também apresentam discrepâncias. Entretanto, as grandes divergências das leituras de pressões nas proximidades das ranhuras dos pilares devem ser atribuídas à precisão construtiva da estrutura no modelo 1:300.

O modelo 1:300, como pode ser observado, apresentou bons resultados para estudos de configuração geral do escoamento. Entretanto, no estudo de detalhes, tanto os efeitos de escala quanto as características operacionais impedem que se obtenha bons resultados com a redução da escala geométrica. A ação da viscosidade torna-se significativa, não permitindo a semelhança desejada entre os escoamentos, e imprecisões construtivas provocam incertezas em leituras de pressões e níveis de água. Os efeitos de escala, aliados à sensibilidade do modelo 1:300 e diferenças de topografia, construção de estruturas e até de posicionamento de medidores, não recomendam a sua utilização para estudos detalhados de aproveitamentos hidrelétricos.

5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

5.1. CONCLUSÕES

O objetivo desta dissertação foi determinar a viabilidade de uso de modelos físicos em pequena escala geométrica para definição de arranjos hidrelétricos. Para tanto, foram confrontados aspectos técnicos, construtivos e econômicos de dois modelos físicos com escalas diferentes, um em escala usual – 1:100 e outro em escala menor – 1:300. As conclusões obtidas através desse confronto podem ser agrupadas como abaixo.

a) aspectos técnicos:

- O modelo 1:300 está operando em uma faixa muito próxima do limite entre os escoamentos turbulento rugoso e turbulento de transição, não podendo, portanto, ser eliminada a possibilidade de que este regime de escoamento – transição – venha a ocorrer no modelo, resultando em influências negativas dos efeitos viscosos;
- A observação visual dos modelos 1:100 e 1:300 demonstrou que a configuração geral do escoamento nos dois casos é muito semelhante; as correntes de fluxo em ambos os modelos possuem a mesma orientação, demonstrando que não há efeitos significativos da viscosidade e da tensão superficial na configuração geral do escoamento;
- O vertedouro do modelo 1:300 dissipa mais energia do escoamento ao longo de sua calha em relação ao vertedouro do modelo 1:100, resultando em um menor alcance do jato e maiores níveis de água ao longo da calha;
- A capacidade de descarga apresentada pelo vertedouro no modelo 1:300 é menor, frente ao modelo 1:100;
- Os níveis de água ao longo do modelo são influenciados tanto por efeitos de escala quanto operacionais, e apresentam diferenças significativas no modelo 1:300 em relação ao modelo 1:100. As maiores diferenças ocorrem em posições logo a jusante do vertedouro, influenciadas principalmente pela diferença na dissipação de energia no vertedouro;

- O confronto dos níveis de água obtidos nos modelos 1:100 e 1:300 para o Arranjo I, em relação à curva-chave deste trecho de rio, permite observar que no modelo 1:300, nas vazões mais concentradas, não é reproduzido com a mesma intensidade o efeito ejetor do jato efluente do vertedouro;
- As velocidades do escoamento não são bem reproduzidas no modelo 1:300, resultando algumas vezes maiores e outras vezes menores do que no modelo 1:100. A comparação das velocidades pode ter sido afetada tanto por incertezas no posicionamento do medidor quanto por efeitos de escala;
- Os resultados obtidos para as pressões sobre a crista do vertedouro são, em média, razoáveis. Entretanto, o modelo 1:300 não reproduziu com a semelhança desejada as pressões nas proximidades das ranhuras, onde concentram-se os valores de pressão mais críticos, além de fortes gradientes de pressão;
- Os efeitos de escala, aliados à sensibilidade do modelo 1:300 e diferenças de topografia, construção de estruturas e até de posicionamento de medidores de velocidades e piezômetros, impedem que esse seja utilizado para estudos detalhados de obras hidráulicas;
- Os resultados obtidos na comparação de condições gerais de escoamento permite que esse modelo, em escala 1:300, seja utilizado para estudos de arranjos hidrelétricos.

b) aspectos construtivos:

- A parte em alvenaria do modelo geral em escala geométrica 1:300 mostrou-se mais simples e, portanto, mais rápida de ser construído, em relação ao modelo em escala geométrica 1:100;
- Na construção do vertedouro – estrutura em acrílico, os detalhes da estrutura exigiram maior cuidado do modelista, resultando em um tempo de modelagem duas vezes maior do que o vertedouro do modelo em escala 1:100. Uma construção mais genérica e rápida certamente conduziria a erros maiores no modelo de menor escala.

c) aspectos econômicos:

- As quantidades de materiais e mão de obra utilizadas nos dois modelos demonstraram que este modelo 1:300 foi, em média, 5 vezes mais barato que o modelo 1:100 correspondente.

De modo geral, a utilização de modelos reduzidos em pequena escala para análise de arranjo da obra, quando este está fortemente influenciado pelo funcionamento do vertedouro, é viável técnica e economicamente. Este tipo de estudo permitirá a comparação de arranjos diferentes de uma forma segura e econômica. Entretanto, modelos reduzidos em escalas usuais (1:100 ou mesmo 1:50) não podem ser dispensados na fase de definição do projeto executivo.

5.2. RECOMENDAÇÕES

O modelo em escala geométrica 1:300 pode ser utilizado para estudos de arranjo geral, até o início do projeto básico, tomando os seguintes cuidados com os resultados obtidos:

- Os níveis de água obtidos nesse modelo são significativamente influenciados por efeitos viscosos, principalmente pela diferente perda de carga do escoamento em relação ao modelo 1:100, e portanto não devem ser considerados como representantes fiéis do protótipo;
- A medição de velocidades no modelo 1:300 deve ser desconsiderada, uma vez que os resultados demonstram acentuada discrepância entre os valores obtidos no modelo 1:300 e no modelo 1:100. Estas medições podem indicar, apenas, ordem de grandeza das velocidades na região;
- Deve-se observar que a capacidade de descarga obtida no modelo 1:300 é significativamente menor que a obtida no modelo 1:100, chegando a diferenças de aproximadamente 9% nos coeficientes de descarga para o vertedouro operando com comportas totalmente abertas, e 13% para comportas parcialmente abertas;
- As pressões obtidas no modelo 1:300 são, em geral, boas. Porém, devem ser desconsideradas nas proximidades de ranhuras, uma vez que os fortes gradientes de pressão – muito importantes para definição de projeto – não são bem reproduzidos.

Como alternativa aos modelos em escala usuais, sugere-se a utilização em conjunto de modelo em escala 1:300 e modelagem numérica. Nesse caso, as estruturas em escala 1:300 podem ser mais simplificadas, não necessitando de tanto detalhamento em sua construção, uma vez que as informações necessárias para o seu projeto podem ser obtidas através de modelagem numérica. Com isso, o modelo 1:300 permitiria o estudo de condições de aproximação e restituição ao vertedouro, condições tridimensionais complexas para modelos numéricos. Os modelos numéricos seriam utilizados para reproduzir os escoamentos possíveis de análise bi-dimensional.

Essa técnica tornaria mais ágil e mais barata a construção do modelo em escala 1:300, viabilizando-o economicamente. A adoção do estudo de características do escoamento através de modelagem numérica torna o sistema viável também tecnicamente.

Para estudos futuros em modelos de pequena escala, sugerem-se pesquisas de outros materiais a serem utilizados para a construção de estruturas, hoje feitas em acrílico, comparando preços e resultados obtidos, visando rapidez na modelagem e precisão de construção e de resultados obtidos. Sugerem-se, ainda, estudos de novas formas de representação das bermas de escavação, a serem utilizadas tanto para modelos em escala 1:300 quanto para outras escalas.

Outros estudos em modelo reduzido envolvendo aproveitamentos hidrelétricos, como desvio do rio e fechamento, não são recomendados nesta escala, devido à grande importância dos efeitos viscosos nesses escoamentos.

ANEXOS

ANEXO A – MAPA DE LOCALIZAÇÃO DO APROVEITAMENTO HIDRELÉTRICO DE ITÁ

ANEXO B – DESENHOS CONSTRUTIVOS DOS VERTEDOUROS

Vertedouro Único – Arranjo I

Vertedouro 1 – Arranjo II

ANEXO C – INSTALAÇÕES LABORATORIAIS

Planta do modelo construído em escala geométrica 1:300

Medidores de vazão utilizados no modelo 1:300

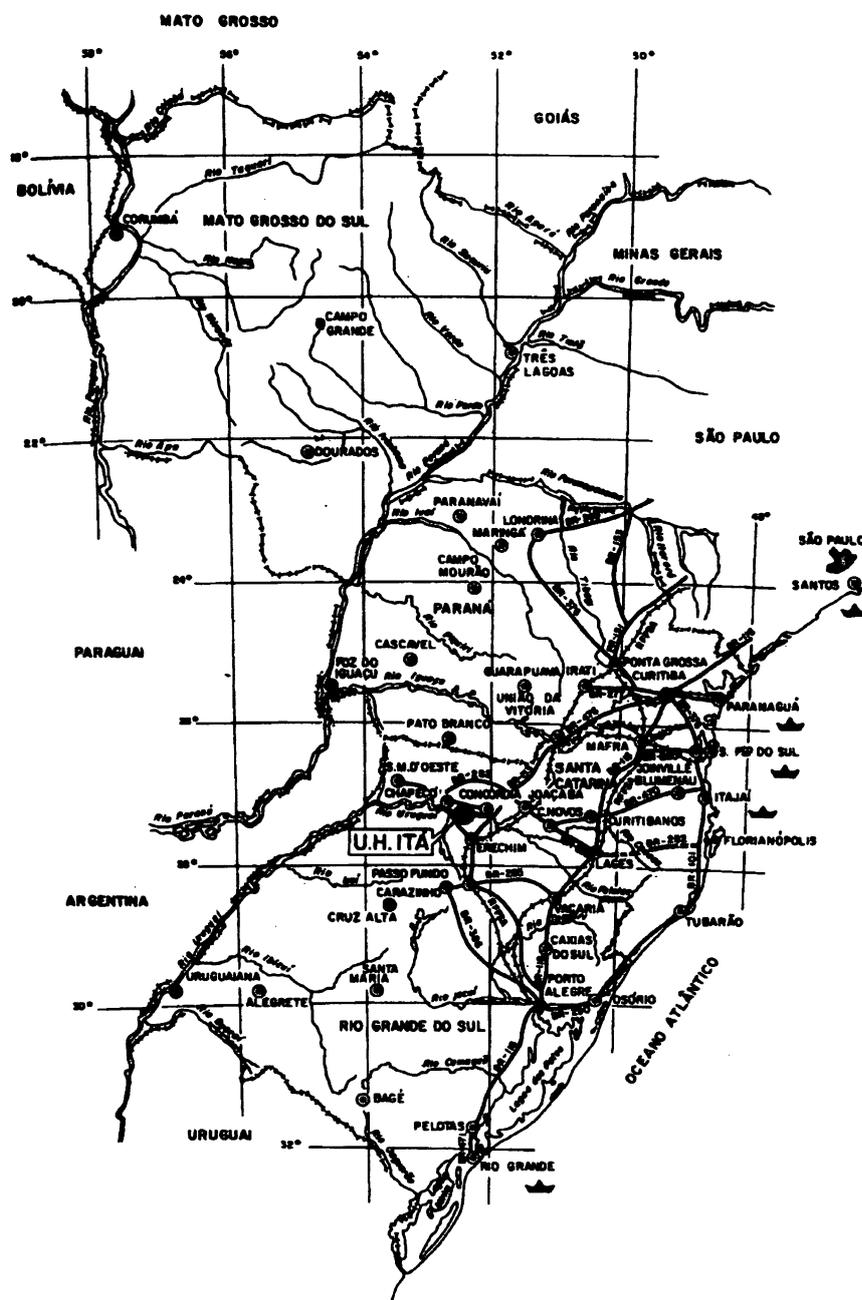
Curva de descarga do vertedouro retangular n. 002

Curva de descarga do medidor orificio n. 007/50

Medidor de velocidade utilizado no modelo 1:100

Medidor de velocidade utilizado no modelo 1:300

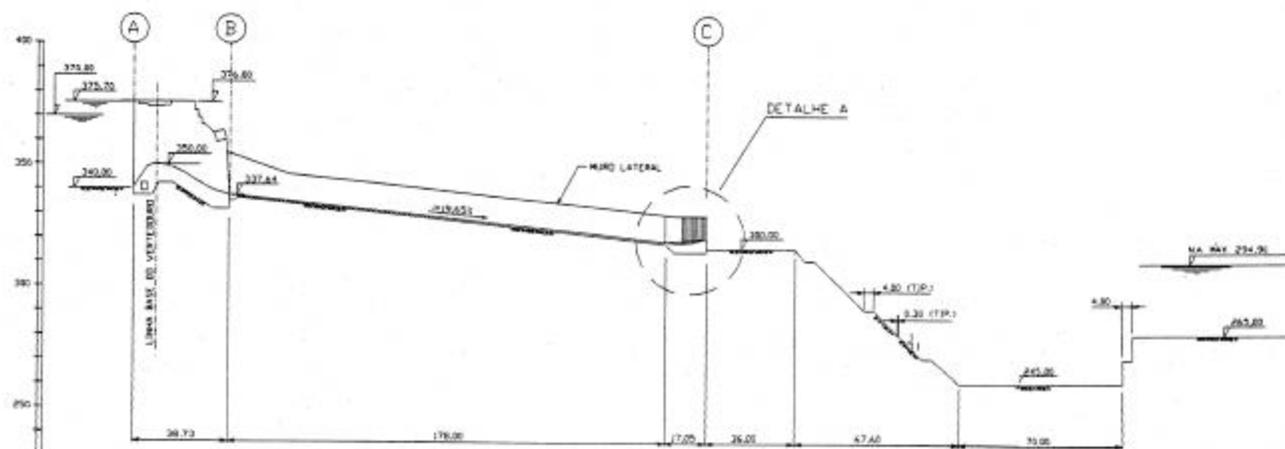
ANEXO A – MAPA DE LOCALIZAÇÃO DO APROVEITAMENTO HIDRELÉTRICO DE ITÁ



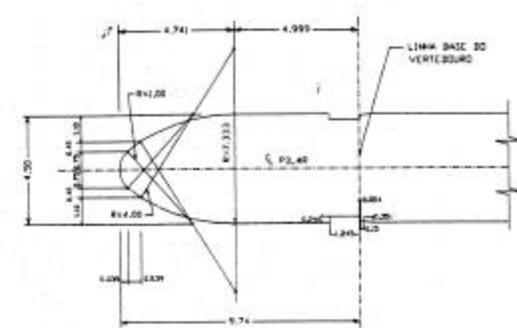
LOCALIZAÇÃO DA USINA NA ÁREA DE CONCESSÃO DA ELETROSUL

REFERÊNCIA: ELETROSUL, 1984

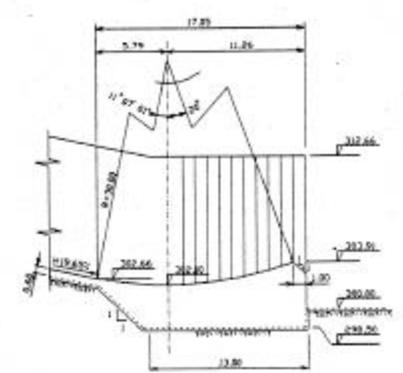
ANEXO B – DESENHOS CONSTRUTIVOS DOS VERTEDOUROS



SEÇÃO LONGITUDINAL
ESCALA 1:2500



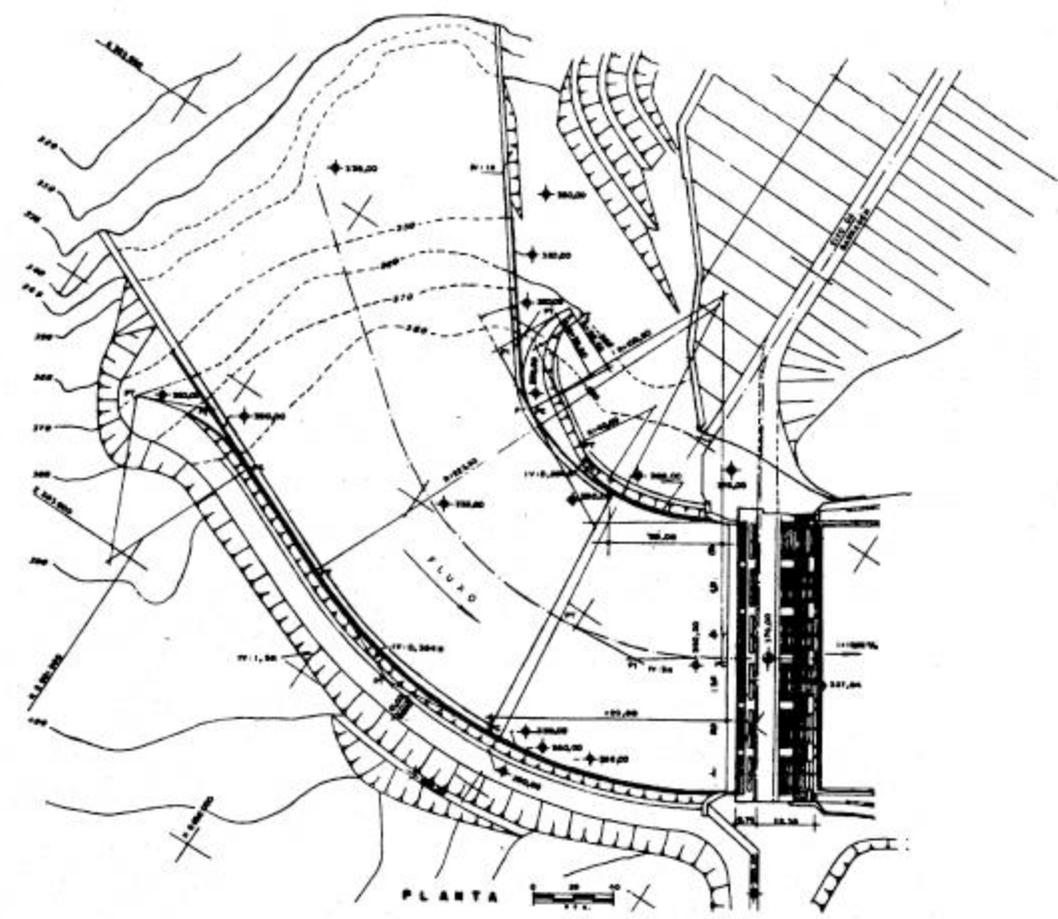
PLANTA DO PILAR DO VERTEDOURO
ESCALA 1:250



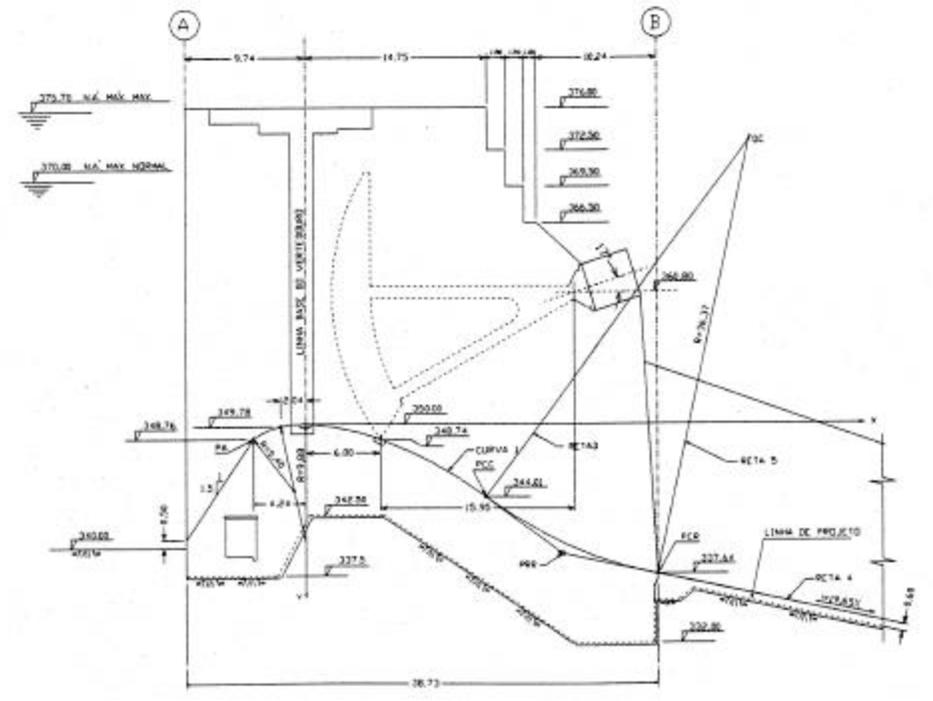
DETALHE A
ESCALA 1:500

ELEMENTOS GEOMÉTRICOS DA CRISTA

COORDENADAS			EQUAÇÕES	
PONTO	X	Y	DESCRIÇÃO	EQUAÇÕES
Pa	-4.2480	1.2480	CURVA 1	$Y = 0.0270 + 1.378$
Pc1	14.4800	5.9720	RET. 2	$Y = 8.7343 + 4.8421$
Pc2	21.0263	10.7963	RET. 3	$Y = 1.2678 + 0.001785$
Pc3	28.9946	16.2460	RET. 4	$Y = 8.1960 + 0.00447$
Pc4	36.0012	-2.3051	RET. 5	$Y = 3.8991 + 0.159370$



PLANTA CANAL DE APROXIMAÇÃO
ESCALA 1:3000



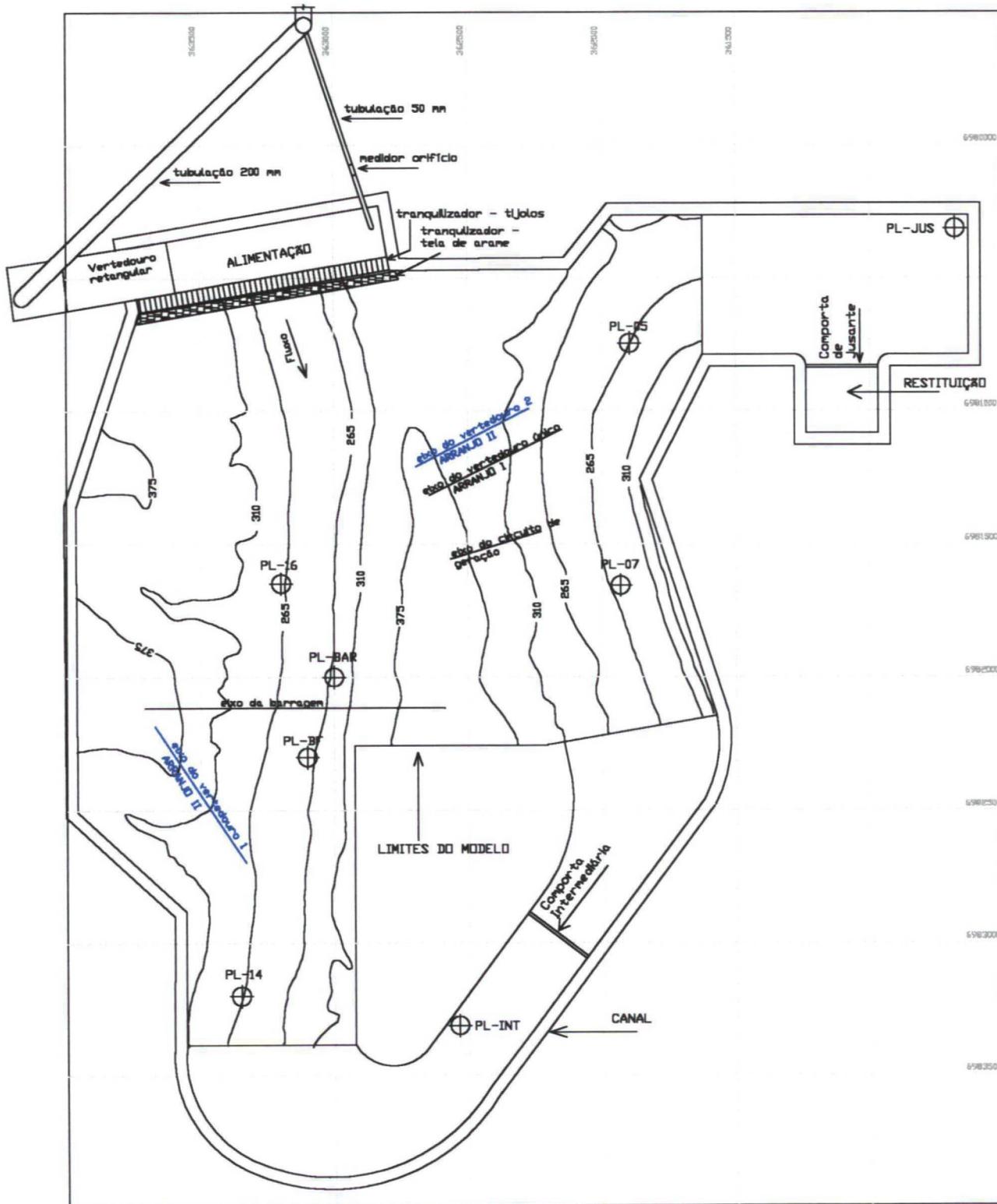
GEOMETRIA DA CRISTA-SEÇÃO TÍPICA
ESCALA 1:500

ARRANJO II - VERTEDOURO 1
ARRANJO GERAL

DESENHO DE REFERÊNCIA: 374-V120-000 (ENGEVIA, 1998a)
374-V120-000 (ENGEVIA, 1998b)

ANEXO C – INSTALAÇÕES LABORATORIAIS

PLANTA DO MODELO CONSTRUÍDO EM ESCALA GEOMÉTRICA 1:300



MEDIDORES DE VAZÃO UTILIZADOS NO MODELO 1:300

Vertedouro retangular 002

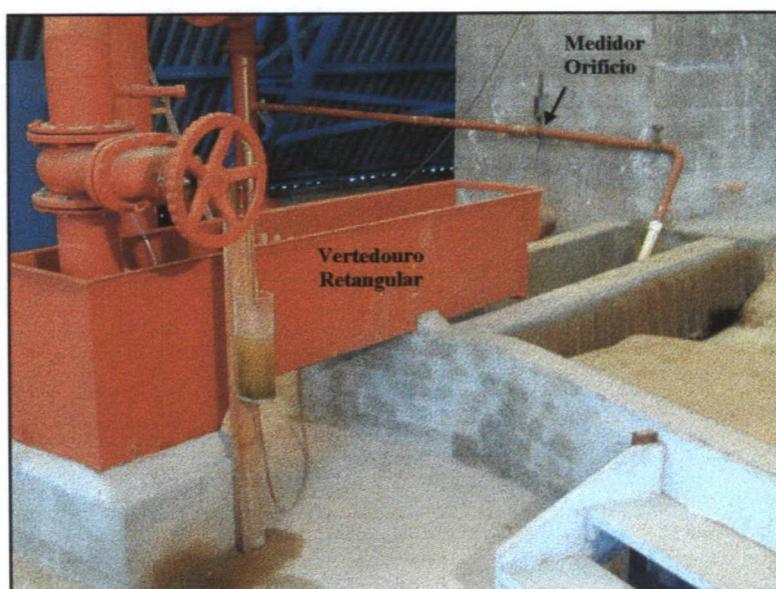
$$Q = 0,9436062 \cdot \Delta h^{1,5030939} \rightarrow \text{para } Q \text{ (vazão) em l/s e } \Delta h \text{ em cm.}$$

Orifício 007/50

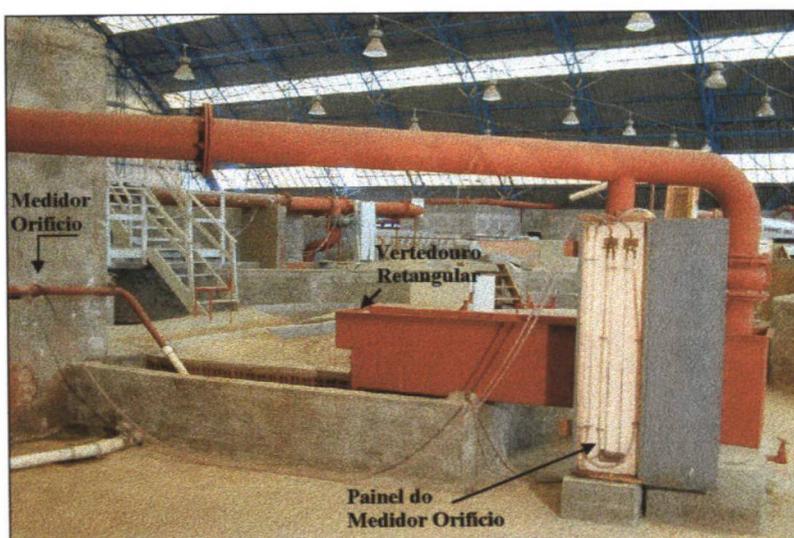
$$Q = 0,0817193 \cdot \Delta h^{0,5} \rightarrow \text{para } Q \text{ (vazão) em l/s e } \Delta h \text{ em mmH}_2\text{O.}$$

$$Q = 0,290307 \cdot \Delta h^{0,5} \rightarrow \text{para } Q \text{ (vazão) em l/s e } \Delta h \text{ em mmHg.}$$

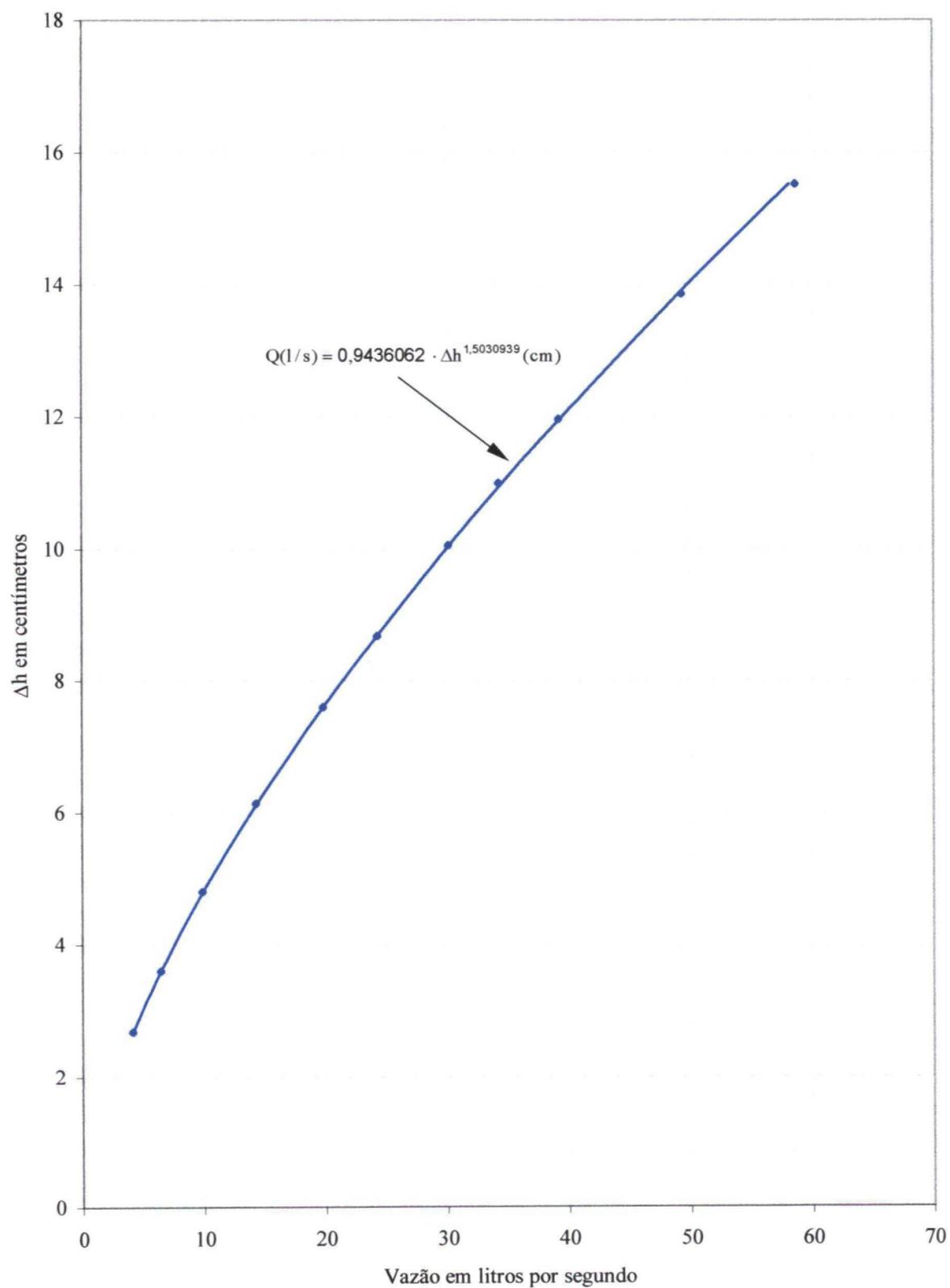
Alimentação - Vista de jusante



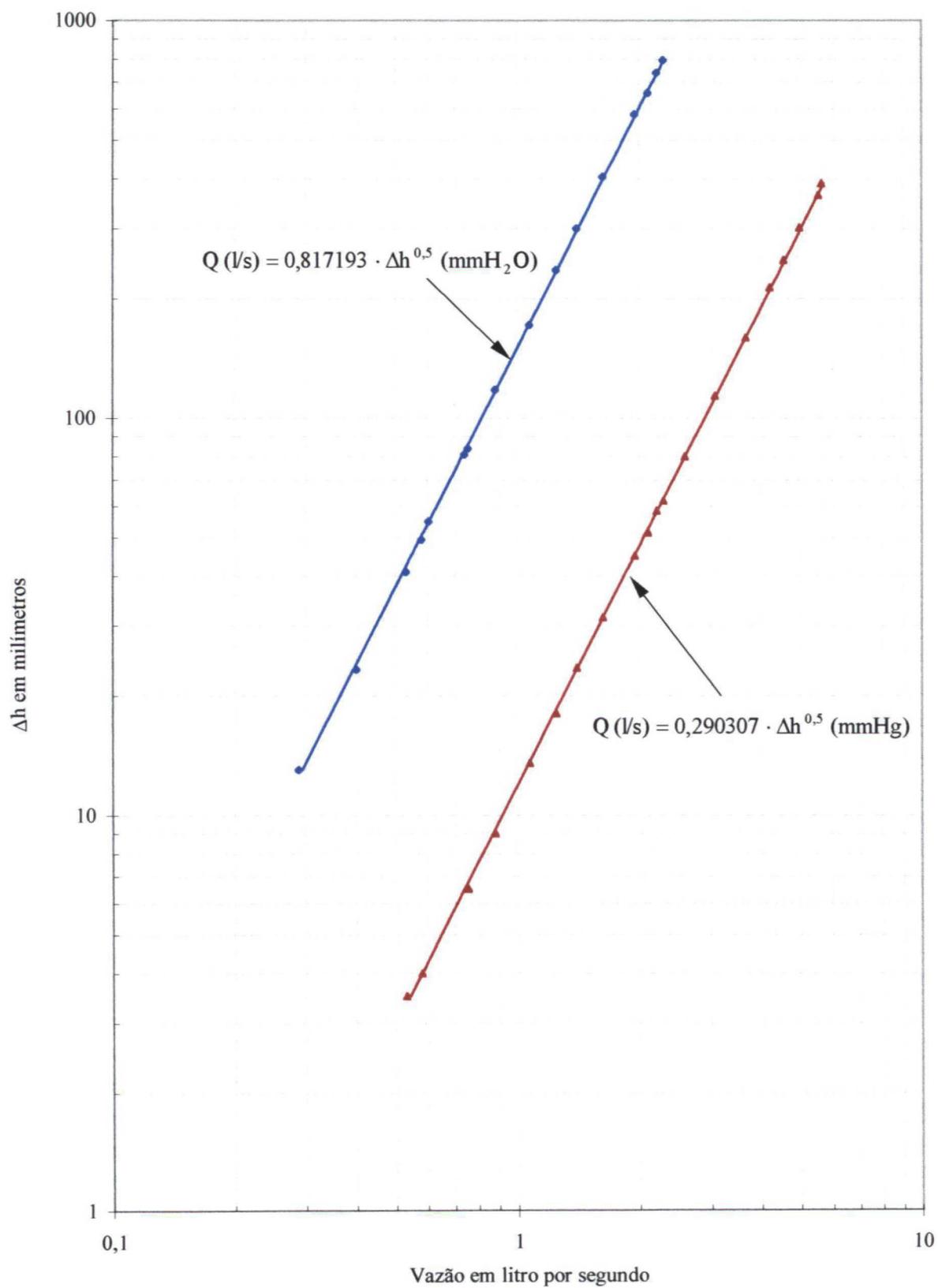
Alimentação – Vista de montante



CURVA DE DESCARGA DO
VERTEDOIRO RETANGULAR N. 002



CURVA DE DESCARGA DO MEDIDOR ORIFÍCIO N. 007/50



MEDIDOR DE VELOCIDADE UTILIZADO NO MODELO 1:100

Nome: Bi-directional impeller liquid-velocity meter

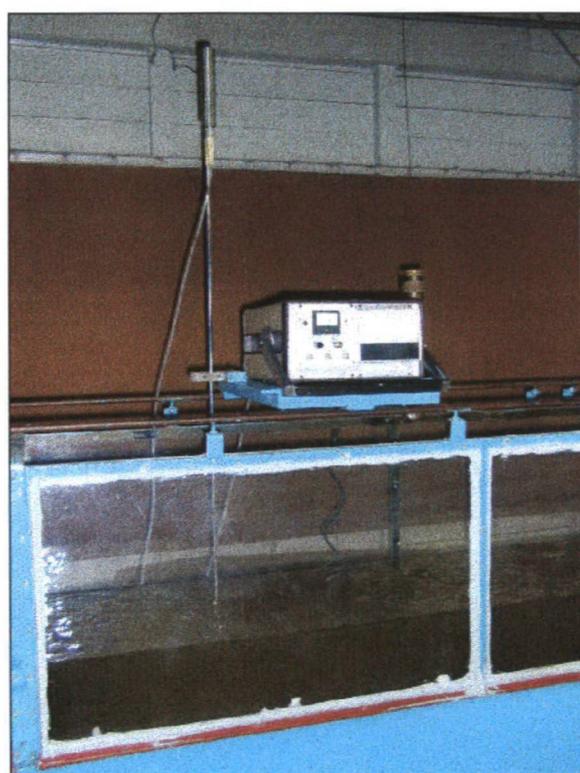
$$\text{Equações: } v = \frac{F + 17,32}{10,86} \text{ para } F < 200$$

$$v = \frac{F + 21,37}{11,33} \text{ para } F \geq 200$$

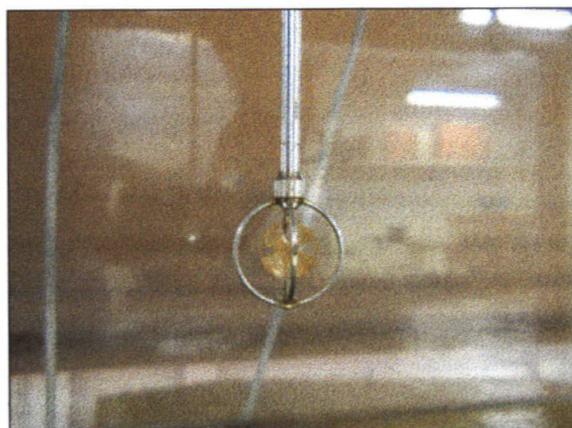
Onde: v : velocidade (cm/s)

F : frequência (Hz)

Vista geral do aparelho



Detalhe da hélice



MEDIDOR DE VELOCIDADE UTILIZADO NO MODELO 1:300

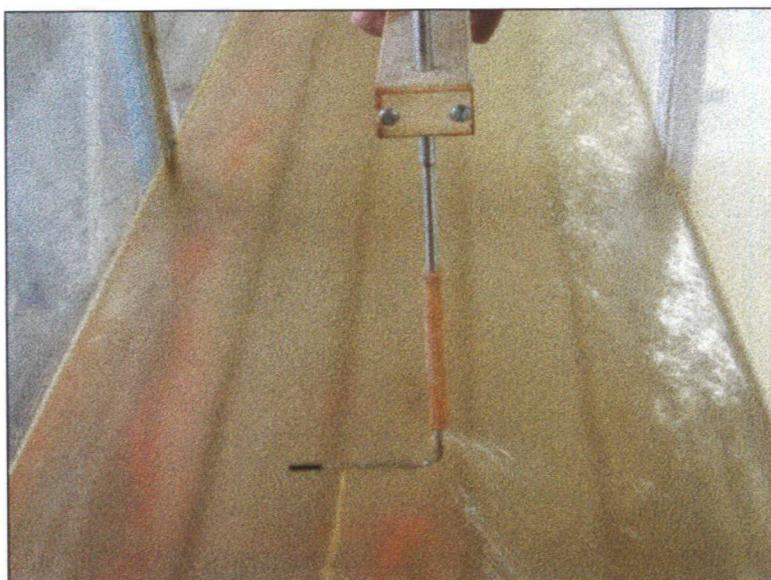
Nome: Electro magnetic current meter VM-801H

Leitura direta da velocidade em cm/s

Vista geral do aparelho



Detalhe da haste



REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BAUER, W. J. Turbulent boundary layer on steep slopes. **Transactions**, American Society of Civil Engineers, v. 119, p. 1212 – 1233. 1954.

CARNEIRO, F. L. **Análise dimensional e teoria da semelhança e dos modelos físicos**. Rio de Janeiro: Editora UFRJ, 1993.

CENTRO DE HIDRÁULICA E HIDROLOGIA PROFESSOR PARIGOT DE SOUZA. Projeto HL-74. **Estudos hidráulicos em modelo reduzido do aproveitamento hidrelétrico de Itá, no rio Uruguai**: relatório sucinto n. 02/89: verificação preliminar da operação do vertedouro e bacia de dissipação. Curitiba: jan. 1987.

_____. Projeto HL-74. **Estudos hidráulicos em modelo reduzido do aproveitamento hidrelétrico de Itá**: relatório sucinto n. 01/89: avaliação inicial do projeto básico e otimizações dos vertedouros: resultados obtidos. Curitiba: dez. 1989.

_____. Projeto HL-102. **Estudos hidráulicos em modelo reduzido do aproveitamento hidrelétrico de Itá**: relatório n. 03: estudo de verificação das restrições de operação das comportas dos vertedouros. Curitiba: maio, 2000.

_____. Projeto HL-102. **Estudos hidráulicos em modelo reduzido do aproveitamento hidrelétrico de Itá**: relatório n. 01: estudo dos vertedouros: comportas totalmente abertas. Curitiba: fev. 2001a.

_____. Projeto HL-102. **Estudos hidráulicos em modelo reduzido do aproveitamento hidrelétrico de Itá**: relatório n. 02: estudo dos vertedouros: operação com comportas parcialmente abertas. Curitiba: fev. 2001b.

CHOW, V. T. **Open-channel hydraulics**. New York: McGraw-Hill, 1959.

DAILY, J. W.; HARLEMAN, D. R. F. **Fluid dynamics**. Addison-Wesley, 1966.

ELETROSUL. **Usina hidrelétrica Itá**: projeto básico. Florianópolis: ELETROSUL, 1984. 3 v.

ENGEVIX ENGENHARIA LTDA. **Usina hidrelétrica de Itá**. Projeto básico: arranjo geral das estruturas. 1986a. 1 folha. Reprodução em cópia heliográfica. Des. n. IT3-AG3-012.

_____. **Usina hidrelétrica de Itá**. Projeto básico: vertedouro: detalhes hidráulicos. 1986b. 1 folha. Reprodução em cópia heliográfica. Des. n. CRQ-VT3-023.

_____. **Usina hidrelétrica de Itá. Vertedouro 1: arranjo geral: planta e seção.** 1998a. Folha 1/7. Arquivo magnético. Des. n. IT4-VT30-0001.

_____. **Usina hidrelétrica de Itá. Vertedouro 1: arranjo geral: geometria e seções.** 1998b. Folha 6/7. Arquivo magnético. Des. n. IT4-VT30-0006.

HENDERSON, F. M. **Open channel flow.** New York: Macmillan, 1966.

KOBUS, H. (Ed.). **Hydraulic modelling.** Hamburg: Verlag Paul Parey, 1980. German Association for water resources and land improvement.

MAXWELL, W.; HALL, C.; WEGGED, J. R. Surface tension in Froude models. **Journal of the Hydraulics Division**, v. 95, n. HY2, p. 677-701, mar. 1969.

NAGO, H. Scale effects in free efflux from an underflow gate. In: SYMPOSIUM ON SCALE EFFECTS IN MODELLING HYDRAULIC STRUCTURES, 1984, Esslingen am Neckar. **Proceedings**. 2. ed. Stuttgart: Institut für Wasserbau, 1985. Organizado pela IAHR.

NEIDERT, S. H.; TOZZI, M. J.; OTA, J. J. Vórtices em tomadas de água: confronto entre resultados de modelos e protótipos.. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS 9., 1991, Rio de Janeiro. **Anais**. São Paulo: ABRH, 1991. v. 3, p. 287-296.

NOVAK, P.; CÁBELKA, J. **Models in hydraulic engineering: physical principles and design applications.** Boston: Pitman, 1981.

PINTO, N. L. de S. Model Evaluation of Aerators in Shooting Flow. In: SYMPOSIUM ON SCALE EFFECTS IN MODELLING HYDRAULIC STRUCTURES, 1984, Esslingen am Neckar. **Proceedings**. 2. ed. Stuttgart: Institut für Wasserbau, 1985. Organizado pela IAHR.

SARGINSON, E. J. The influence of surface tension on weir flow. **Journal of Hydraulic Research**, v. 10, n. 4, p. 431-446, 1972.

STREETER, V. L.; WYLIE, E. B. **Mecânica dos fluidos.** 7. ed. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1980.

VENNARD, J. K.; STREET, R. L. **Elementos de mecânica dos fluidos.** 5. ed. Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1978.

WAKHLU, O. N. Scale effects in hydraulic model studies. In: SYMPOSIUM ON SCALE EFFECTS IN MODELLING HYDRAULIC STRUCTURES, 1984, Esslingen am Neckar. **Proceedings**. 2. ed. Stuttgart: Institut für Wasserbau, 1985. Organizado pela IAHR.

OBRAS CONSULTADAS

BAKER, W. E.; WESTINE, P. S.; DODGE, F. T. **Similarity Methods in Engineering Dynamics: theory and practice of scale modelling.** New Jersey: Spartan Books, 1973.

ESTADOS UNIDOS. Department of Interior. Water and Power Resources Service. **Hydraulic laboratory techniques.** Denver: Department of Interior, 1980.

ESTADOS UNIDOS. Bureau of Reclamation. **Design of small dams.** 3. ed. Denver: Bureau of Reclamation, 1987.

ESTADOS UNIDOS. Army Corps of Engineers. **Hydraulic design criteria.** Vicksburg: U.S. Army Corps of Engineers, 1988.

IVICSICS, L. **Hydraulic models.** Fort Collins: Water Resurces Pub., 1980.

LIU, H. K.; ALBERTSON, M. L. **Significance and application of Froude and Reynolds numbers as criteria for similitude.** Fort Collins: Colorado State University, 1959.

MARTINS, R. **Recent advances in hydraulic physical modelling.** Dordrecht: Kluwer, 1989. Proceedings of the NATO Advances Study Institute on Recent Advances in Hydraulic Physical Modelling, Lisbon, July 4 – 15, 1988.

NEIDERT, S. H. et al. **Mecânica dos fluidos.** 2. ed. Curitiba: UFPR, 1984.

NOVAK, P. Scaling factors and scale effects in modelling hydraulic structures. In: SYMPOSIUM ON SCALE EFFECTS IN MODELLING HYDRAULIC STRUCTURES, 1984, Esslingen am Neckar. **Proceedings.** 2. ed. Stuttgart: Institut für Wasserbau, 1985. Organizado pela IAHR.

PROUDOVSKY, A. M. General principles of approximate hydraulic modelling. In: SYMPOSIUM ON SCALE EFFECTS IN MODELLING HYDRAULIC STRUCTURES, 1984, Esslingen am Neckar. **Proceedings.** 2. ed. Stuttgart: Institut für Wasserbau, 1985. Organizado pela IAHR.

ROUSE, H. **Elementary mechanics of fluids.** New York: J. Wiley, 1964.

YALIN, M. S. **Theory of hydraulic models.** London: Macmillan, 1971.