

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM RECURSOS HÍDRICOS E
SANEAMENTO AMBIENTAL

**ANÁLISE DE ESFORÇOS SOBRE VERTEDOUROS EM
DEGRAUS DE DECLIVIDADE 1V:0,75 H**

Fabício Machado Osmar

Dissertação de Mestrado

Porto Alegre

Janeiro, 2016

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS

**ANÁLISE DE ESFORÇOS SOBRE VERTEDOUROS EM DEGRAUS DE
DECLIVIDADE 1V:0,75 H**

Eng^o Civil Fabrício Machado Osmar

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental.

Orientador: Prof. Dr. Marcelo Giulian Marques

Coorientador: Prof. Dr. Eder Daniel Teixeira

Banca Examinadora

Prof. Maurício Dai Prá
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Luiz Augusto Magalhães Endres
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Daniela Guzzon Sanagiotto
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Porto Alegre, Janeiro de 2016.

Dedico esse trabalho à minha família que sempre
me apoiou e acreditou na minha capacidade.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus que me conduziu por esse caminho e me abençoou com o privilégio de poder realizar esse curso e pesquisa.

À minha família, em especial aos meus pais Fátima e Henrique e irmãos Ismael e Aline por todas as vezes que me incentivaram e por todo o afeto que sempre tiveram comigo. Sou muito feliz em poder dividir essa conquista com vocês.

À Juliana por todo companheirismo, carinho e compreensão que foi necessária em tantas ocasiões em que precisei me dedicar à pesquisa.

À Léia (in memoriam) por tanto ter me incentivado e apoiado na realização desse curso, reconhecendo sua importância para mim e sendo também um grande exemplo de dedicação.

Ao meu orientador, o Professor Marcelo Marques que me incentivou a cursar esse Mestrado, além de ser um grande amigo e exemplo de dedicação, ética e competência.

Ao Professor Eder Teixeira que aceitou ser coorientador e contribuiu muito para a realização desta pesquisa.

Às pesquisadoras Daniela Sanagiotto e Eliane Conterato que realizaram os experimentos analisados nessa pesquisa. Registro aqui especial gratidão à Eliane Conterato a quem busquei auxílio diversas vezes durante o curso e de onde sempre vieram palavras de incentivo.

Durante o curso foi muito enriquecedor o contato com colegas de tão diversas origens e formações. Entre esses foram muito companheiros Ada Arancibia, Felipe Mamédio e Manuel Mahunguana.

Também foram fundamentais os incentivos e concessões feitos Companhia Estadual de Geração e Transmissão de Energia Elétrica (CEEE-GT) que proporcionaram que eu pudesse cursar esse Mestrado em paralelo às atividades na empresa. Destaco aqui o incentivo e apoio dos colegas Lúcia Miranda, Jorge Marques, André Mito Dornelles e Rafael Wiest.

À Caixa Econômica Federal, onde trabalho atualmente, por ter proporcionado condições para que eu concluísse esse curso.

Ao CNPQ, à Furnas Centrais Elétricas e à Dona Francisca Energética S/A pelo financiamento do projeto de pesquisa.

SUMÁRIO

RESUMO.....	3
ABSTRACT	4
1.INTRODUÇÃO	5
2.OBJETIVOS.....	7
2.1 OBJETIVO GERAL	7
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	7
3. REVISÃO BILIOGRÁFICA.....	8
3.1 HISTÓRICO	8
3.2 REGIMES DE ESCOAMENTO	11
3.2.1 Regime de escoamento em quedas sucessivas (nappe flow)	11
3.2.2 Regime de escoamento deslizante (skimming flow)	13
3.3 POSIÇÃO DO INÍCIO DA AERAÇÃO NO ESCOAMENTO.....	14
3.4 ESTUDOS DE PRESSÕES SOBRE A CALHA	18
3.5 CRITÉRIO DE SEMELHANÇA	23
3.6 FENÔMENO DA CAVITAÇÃO	24
4. METODOLOGIA.....	28
4.1 ORIGEM DOS DADOS ANALISADOS.....	28
4.1.1 Descrição dos modelos	28
4.2 SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS	31
4.2.1 Experimento com diferentes tamanhos de degraus -Sanagiotto (2003).....	31
4.2.2 Experimento sem variação do tamanho dos degraus – Conterato (2011)	32
4.3 CONSIDERAÇÕES GERAIS DOS ENSAIOS	34
4.4 TRATAMENTO ESTATÍSTICO DOS DADOS	34
4.5 COMPARAÇÃO DOS EXPERIMENTOS COM ESTUDOS DE REFERÊNCIA	34
5 RESULTADOS	36
5.1 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DOS ESFORÇOS AO LONGO DA CALHA.....	36
5.1.1 Pressões atuantes nos espelhos.....	36
5.1.1.1 Modelos de previsão de pressões nos espelhos	41
5.1.2 Pressões atuantes nos patamares	45
5.1.3 Esforços resultantes.....	55
5.1.3.1 Modelos de previsão de esforços resultantes.....	61
5.2 RELAÇÃO ENTRE O TAMANHO DOS DEGRAUS E AS PRESSÕES ATUANTES.....	64

5.2.1 Pressões atuantes nos espelhos dos degraus	65
5.2.2 Pressões atuantes nos patamares dos degraus	67
5.3 DISTRIBUIÇÃO DAS PRESSÕES NAS FACES DOS DEGRAUS.....	69
5.3.1 Distribuição das pressões nos patamares.....	69
5.3.2 Distribuição das pressões nos espelhos.....	70
5.4 VERIFICAÇÃO DA INCIPIÊNCIA À CAVITAÇÃO.....	72
5.5 APLICAÇÃO DOS RESULTADOS EM ESCALA DE PROTÓTIPO.....	74
5.5.1 Pressões máximas nos patamares.....	74
5.5.2 Pressões mínimas nos espelhos	75
5.5.3 Esforços resultantes mínimos	76
5.5.4 Esforços resultantes máximos.....	77
6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	78
7 BIBLIOGRAFIA.....	81

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 – Barragem de Arkananian, Grécia.

Figura 3.2 - Barragem Gold Creek.

Figura 3.3 - Barragem de New Croton (1906).

Figura 3.4 – Barragem Boussiaba (2009).

Figura 3.5 – Barragem da UHE Dona Francisca.

Figura 3.6 – Diferentes configurações do regime de escoamento em quedas sucessivas: (a) com o ressalto hidráulico plenamente desenvolvido; (b) com o ressalto hidráulico parcialmente desenvolvido e (c) sem a formação de ressalto hidráulico.

Figura 3.7 - Tipos de escoamento deslizante sobre turbilhões segundo Chanson (1994).

Figura 3.8 – Regiões de escoamento ao longo de um vertedouro em degraus com regime de escoamento deslizante, segundo Chanson (1994)

Figura 3.9 – Comprimento de início da aeração

Figura 3.10 – Coeficientes de pressão média (C_{pm}) para o espelho a uma distância 0,06h da quina (degraus de 9 centímetros).

Figura 3.11 – Coeficientes de pressões extremas para o espelho a uma distância 0,06h da quina (degraus de 9 centímetros).

Figura 3.12 – Coeficientes de pressão média para o patamar a uma distância de 0,06 l da quina (l=comprimento do patamar).

Figura 3.13 – Coeficientes de pressões extremas para o patamar.

Figura 3.14 – Distribuição das pressões nos degraus.

Figura 3.15 – Evolução do parâmetro crítico de incipiência de cavitação (\square_{cr}).

Figura 3.16 – Vazões específicas críticas obtidas pela transposição dos resultados.

Figura 3.17 – Velocidades médias críticas obtidas pela transposição dos resultados.

Figura 4.1 - Vista lateral do experimento de Sanagiotto (2003) com degraus de 6 centímetros de altura e vazão de 40 l/s.

Figura 4.2 – Vista das instalações do experimento de Conterato (2011).

Figura 4.3 – Calha do experimento de Sanagiotto (2003) com a indicação dos trechos instrumentados.

Figura 4.4 – Calha do experimento de Conterato (2011) com a indicação dos trechos instrumentados.

Figura 4.5 – Esquema de instrumentação dos degraus (das tomadas de pressão nos degraus) (a) degraus de 3 cm, (b) degraus de 6 cm, (c) degraus de 9cm.

Figura 4.6 - Instrumentação dos degraus.

Figura 4.7 – Numeração dos transdutores.

Figura 4.8- Posicionamento dos transdutores.

Figura 5.1 – Coeficientes de pressões médias, flutuantes e extremas (P0,1% e P99,9%) nos espelhos para a relação $d_c/h=1,68$ ($Fr^*=5,23$).

Figura 5.2 – Coeficiente de pressões médias, flutuantes e extremas (P0,1% e P99,9%) nos espelhos para a relação $d_c/h=2,66$ ($Fr^*=10,45$).

Figura 5.3 – Coeficientes de pressões médias, flutuantes e extremas (P0,1% e P99,9%) nos espelhos para a relação $d_c/h=3,49$ ($Fr^*=15,69$).

Figura 5.4 – Coeficientes de pressões médias nos espelhos para diferentes vazões.

Figura 5.5 – Coeficiente de pressões flutuantes nos espelhos para diferentes vazões.

Figura 5.6 – Coeficiente de pressões extremas (P0,1% e P99,9%) nos espelhos para diferentes vazões.

Figura 5.7 – Pressões extremas (P 0,1% e P 99,9%) nos espelhos para diferentes vazões.

Figura 5.8 - Modelo de previsão de coeficiente de pressões mínimas (P0,1%) nos espelhos.

Figura 5.9 - Modelo de previsão de coeficiente de pressões mínimas (P0,1%) nos espelhos.

Figura 5.10 - Modelo de previsão de coeficiente de pressões máximas (P99,9%) nos espelhos.

Figura 5.11 - Modelo de previsão de coeficiente de pressões máximas (P99,9%) nos espelhos.

Figura 5.12 - Modelo de previsão do coeficiente de flutuação de pressão nos espelhos.

Figura 5.13 – Coeficiente de pressão média, flutuação e extrema (P 0,1% e P 99,9%) nos patamares para a relação $d_c/h=1,68$ ($Fr^*=5,23$).

Figura 5.14 – Coeficiente de pressão média, flutuação e extrema (P 0,1% e P 99,9%) nos patamares para a relação $d_c/h=2,66$ ($Fr^*=10,65$).

Figura 5.15 – Coeficiente de pressão média, flutuação e extrema (P0,1% e P99,9%) nos patamares para a relação $d_c/h=3,49$ ($Fr^*=15,69$).

Figura 5.16 – Coeficientes de pressões médias nos patamares para diferentes vazões.

Figura 5.17 – Coeficiente de flutuação de pressão nos patamares para diferentes vazões.

Figura 5.18 – Coeficiente de pressões extremas (P 0,1% e P 99,9%) nos patamares.

Figura 5.19 – Pressões extremas (P0,1% e P99,9%) nos patamares para diferentes vazões.

Figura 5.20 – Modelo para a previsão dos valores do coeficiente de pressões médias nos patamares.

Figura 5.21 – Modelo para a previsão dos valores do coeficiente de pressão flutuante nos patamares.

Figura 5.22 – Modelo para a previsão de flutuações de pressões nos patamares.

Figura 5.23 – Modelo para a previsão do coeficiente de pressão máxima (P99,9%) nos patamares.

Figura 5.24 – Modelo para a previsão do coeficiente de pressão máxima (P 99,9%) nos patamares.

Figura 5.25 – Determinação dos esforços resultantes.

Figura 5.26 - Esforços resultantes para a relação $d_c/h=1,68$ ($Fr^*=5,23$).

Figura 5.27 - Esforços resultantes para a relação $d_c/h=2,66$ ($Fr^*=10,45$).

Figura 5.28 - Esforços resultantes para a relação $d_c/h=3,49$ ($Fr^*=15,68$).

Figura 5.29 - Esforços resultantes médios para diferentes vazões.

Figura 5.30 - Flutuação dos esforços resultantes para diferentes vazões.

Figura 5.31 - Esforços resultantes extremos (P0,1% e P99,9%) para diferentes vazões.

Figura 5.32 – Esforços resultantes extremos (P 0,1% e P 99,9%) para diferentes vazões.

Figura 5.33 - Modelo de previsão de esforços resultantes mínimos (P0,1%).

Figura 5.34 - Modelo de previsão de esforços resultantes mínimos (P0,1%).

Figura 5.35 - Modelo de previsão de esforços resultantes máximos (P99,9%).

Figura 5.36 - Modelo de previsão de esforços resultantes máximos (P99,9%).

Figura 5.37 – Frequências dos ângulos dos esforços resultantes para a relação d_c/h 1,68 (Fr^* 5,25).

Figura 5.38 – Frequências dos ângulos dos esforços resultantes para a relação d_c/h 3,49 (Fr^* 15,68).

Figura 5.39 – Pressões mínimas (P1%) nos espelhos para a vazão específica de 0,1 m²/s (a). Pressões máximas (P99%) nos espelhos para a vazão específica de 0,1 m²/s (b)

Figura 5.40- Pressões mínimas (P1%) nos espelhos para a vazão específica de 0,2 m²/s (a). Pressões máximas(P99%) nos espelhos para a vazão específica de 0,2 m²/s (b)

Figura 5.41 – Pressões mínimas (P1%)nos espelhos para a vazão específica de 0,7 m²/s (a) Pressões máximas (P99%) nos espelhos para a vazão de 0,7 m²/s (b).

Figura 5.42 – Pressões mínimas (P1%) nos patamares para a vazão específica de 0,1 m²/s (a). Pressões máximas (P99%) nos patamares para a vazão específica de 0,1 m²/s (b).

Figura 5.43 – Pressões mínimas (P 1%) nos patamares para a vazão específica de 0,2 m²/s (a). Pressões máximas (P99%) nos patamares para a vazão específica de 0,2 m²/s (b).

Figura 5.44– Pressões mínimas (P1%)nos patamares para a vazão específica de 0,7 m²/s(a). Pressões máximas(P99%) nos patamares para a vazão específica de 0,7 m²/s (b).

Figura 5.45 - Distribuição das pressões máximas (C_p 99,9%) nos patamares para a relação $d_c/h=1,68$ ($Fr^*=5,23$).

Figura 5.46 - Distribuição das pressões máximas (C_p 99,9%) nos patamares para a relação $d_c/h=2,67$ ($Fr^*=10,46$).

Figura 5.47 - Distribuição das pressões máximas (C_p 99,9%) nos patamares para a relação $d_c/h=6,14$ ($Fr^*=36,61$).

Figura 5.48 - Distribuição das pressões mínimas (C_p 0,1%) nos espelhos para a relação $d_c/h=1,68$ ($Fr^*=5,23$).

Figura 5.49 - Distribuição das pressões mínimas (C_p 0,1%) nos espelhos para a relação $d_c/h=2,67$ ($Fr^*=10,46$).

Figura 5.50- Distribuição das pressões mínimas (C_p 0,1%) nos espelhos para a relação $d_c/h=6,14$ ($Fr^*=36,61$).

Figura 5.51 – Verificação do risco à cavitação.

Figura 5.52 – Pressões máximas (P99,9%) nos patamares em escala de protótipo.

Figura 5.53 – Pressões mínimas (0,1%) nos espelhos em escala de protótipo.

Figura 5.54 – Esforços resultantes mínimos (0,1%) em escala de protótipo.

Figura 5.55 – Esforços resultantes máximos (99,9%) em escala de protótipo.

Lista de Símbolos

C_p	Coeficiente de pressão
C_R	Coeficiente de esforço resultante
d	Profundidade equivalente de água (m)
d_i	Profundidade do escoamento no início da aeração (m)
d_c	Profundidade crítica (m)
Fr_b	Número de Froude inicial
F^*	Número de Froude definido em termos da rugosidade do degrau. Definido por $F^* = q / \sqrt{g \cdot k^3 \cdot \text{sen} \alpha}$
g	Aceleração da gravidade (m/s ²)
h_c	Altura crítica (m)
h_n	Profundidade uniforme do escoamento (m)
H	Altura do degrau (m)
K	Rugosidade (altura do degrau perpendicular ao fluxo) (m)
l	Base do degrau (m)
L	Comprimento até a seção tendo como origem a crista da ogiva do vertedouro (m)
L_A	Comprimento de início da aeração (m)
P/γ	Pressão (m.c.a.)
P_{atm}/γ	Pressão atmosférica absoluta (m.c.a.)
P_{ref}/γ	Pressão absoluta em um ponto de referência do fluxo afastado da zona de cavitação (m.c.a.)
P_{cr}/γ	Pressão crítica na qual os núcleos gasosos microscópicos se transformam em cavidades instáveis crescentes, sem que a pressão externa se altere. (m.c.a)
q	Vazão específica (m ² /s)
q_m	Vazão específica no modelo (m ² /s)

q_p	Vazão específica no protótipo (m^2/s)
Q	Vazão (m^3/s)
Q_m	Vazão no modelo (m^3/s)
Q_p	Vazão no protótipo (m^3/s)
s'	Posição relativa
t_v	Tensão de vapor de água absoluta (m.c.a.)
t_{vrel}	Tensão de vapor de água relativa (m.c.a.)
U_{m_cr}	Velocidade média crítica (m/s)
U_{ref}	Velocidade média do fluido no ponto de referência (m/s)
v	Velocidade (m/s)
V_M	Velocidade média (m/s)
V_m	Velocidade de escoamento no modelo (m/s)
V_p	Velocidade de escoamento no protótipo (m/s)
α	Inclinação do vertedouro ($^\circ$)
α_{cr}	Coefficiente de Coriolis
γ	Peso específico (N/m^3)
λ	Razão entre as escalas geométricas de modelo e de protótipo
θ_b	Ângulo das linhas de corrente
σ	Índice de cavitação
σ_{cr}	Índice de cavitação crítico

RESUMO

Barragens são utilizadas há séculos para diversas finalidades. Em diversas barragens os vertedouros são constituídos de degraus com o objetivo de aumentar a dissipação de energia.

A presente pesquisa objetiva a caracterização dos esforços atuantes em vertedouros em degraus, através da análise da variação das pressões atuantes ao longo da calha e suas distribuições na faces do degraus. Com esse objetivo, são realizadas análises sobre modelos de vertedouros com declividade de 1V:0,75H e degraus de 3, 6 e 9 centímetros. São analisados os campos de pressões nos degraus e comparados com os resultados disponíveis na bibliografia. Também são propostos modelos para previsão de pressões nos patamares e espelhos dos degraus bem como dos esforços resultantes. Além disso, são realizadas transposições dos resultados para a escala de protótipo, inclusive com a análise da possibilidade de cavitação na estrutura.

Como constatação geral sobre as pressões nos espelhos verifica-se que os esforços de tração e compressão têm magnitudes relativamente semelhantes, sendo mais intensas as pressões negativas. Sobre as pressões máximas nos patamares, destaca-se que os valores máximos de compressão ocorreram no final da calha, percebendo-se que as menores vazões geraram maiores valores de coeficientes de pressões. As variações da compressão nas faces dos patamares apresentam crescimento, no sentido da extremidade com o espelho acima deste para o vértice com o espelho abaixo do mesmo patamar. Nas faces dos espelhos, percebe-se que os mais extremos de tração são observados na parte superior, próximo à quina com os patamares.

Palavras-chave: Barragens, vertedouros em degraus, pressões sobre vertedouros.

ABSTRACT

Dams have been used throughout the centuries for a plethora of purposes. Several designs employ steps on the spillways in order to increase the power dissipation.

The present research aims to characterize the forces acting on stepped spillways by analyzing both the variation of pressures acting along the pipeline and their distributions on the faces of the steps. In order to achieve this purpose, observations and discussions regarding spillways models with slope characterized as 1V: 0.75H and steps ranging from 3 to 9 centimeters are conducted. The pressure fields measured in the steps were analyzed and compared with results available in the literature. Sub sequentially, models to predict pressures on the faces of the steps and the resulting efforts were proposed. Finally, transpositions were performed on a prototype scale.

Generally, it was found that the magnitude of tensile and compressive forces on the vertical faces are relatively similar, being the negative pressure slightly higher on all cases. During the experiments, it was observed that compression forces increased thought the length of the step's horizontal face, peaking at the edge. It was also noticed that lower flows generated higher pressure coefficients. The measured compression on the horizontal faces of the step and its variation increase towards the edge of the step. It is perceived that the maximum tensile is observed on the top of the step's vertical faces, near the corner with the horizontal faces.

Keywords: Dams, stepped spillways, pressures on spillways

1. INTRODUÇÃO

As barragens são estruturas utilizadas há séculos pela humanidade para as mais diversas finalidades, tais como armazenamento de água para abastecimento, proteção contra enchentes e geração de energia, entre outras. Essas obras dispõem de mecanismos extravasores denominados vertedouros, que têm função de dar vazão aos volumes de água excedentes às capacidades dos reservatórios.

Em diversas barragens as calhas são constituídas de degraus com o objetivo de aumentar a dissipação de energia durante a queda, possibilitando que as estruturas de dissipação a jusante possam ser projetadas em menores dimensões.

Na Europa já foi aproveitada praticamente a totalidade do potencial hídrico, entretanto, há muito a ser explorado em diversos países em desenvolvimento. Entre esses países está o Brasil, que possui características geográficas muito favoráveis à implantação de barragens e que necessita aumentar a utilização dos recursos hídricos de maneira racional e sustentável para garantir o crescimento econômico e populacional previsto para os próximos anos.

Quando há a construção de uma barragem devem ser construídos dispositivos para garantir o extravasamento do excedente das cheias de maneira a não colocar em risco a integridade da barragem de maneira a dissipar a energia fornecida ao escoamento devido a elevação do nível de água e restituir o escoamento as condições normais do rio. A utilização de vertedouros em degraus como forma de dissipação de energia está em crescimento pela grande eficiência em diminuir a energia residual, para certas condições de escoamento, em comparação com as calhas lisas e pelo desenvolvimento da técnica construtiva de barragens de concreto compactado a rolo (CCR). Devido a esses fatores surge a necessidade de estudos mais aprofundados sobre a ação do escoamento na estrutura do vertedouro incluindo a análise das pressões e esforços resultantes nos degraus, tornando possível realizar dimensionamentos eficientes, econômicos, e, sobretudo, que agreguem segurança aos barramentos.

Por questões estruturais e construtivas os vertedouros em degraus são utilizados desde a antiguidade, tendo-se como registro mais antigo uma estrutura de 1300 A.C, a barragem de Arkananian na Grécia. Entretanto, até a década de 1970 as informações necessárias para o dimensionamento deste tipo de vertedouro eram escassas. Desde então, a partir do desenvolvimento e expansão da tecnologia do concreto compactado a rolo

(CCR), foram realizados vários modelos experimentais de vertedouros em degraus por pesquisadores diversos como Sorensen (1985), Tozzi (1992), Chanson (1994), Pegram et al (1999), Chamani e Rajaratnam (1999), Sanagiotto (2003), Dai Prá (2004), Bombardelli et al (2011), Frizell et al (2013), Matos e Meireles (2014), entre outros. A maioria desses trabalhos tem enfoque na energia dissipada pelos degraus e na energia residual no pé da estrutura com o intuito de dar subsídios ao dimensionamento das estruturas de dissipação. Porém, apenas alguns dos trabalhos abordam o aspecto das pressões nos degraus, embora seu conhecimento seja de grande importância para o dimensionamento estrutural, bem como para a definição de regiões de baixa pressão, que possibilitam a ocorrência do fenômeno da cavitação, ao longo das calhas dos vertedouros. As pressões nos degraus foram analisadas por alguns autores podendo se citar Sanagiotto (2003), Dai Prá (2004), Amador (2005), Gomes (2006), entre outros.

2.OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

A presente pesquisa objetiva a caracterização dos esforços atuantes em vertedouros em degraus, através da análise da variação das pressões atuantes ao longo da calha e suas distribuições nas faces do degrau. Essa caracterização visa fornecer informações que permitam a compreensão da dinâmica e estimativas para um dimensionamento seguro das estruturas contra o descolamento, a erosão e a cavitação.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Para alcançar este objetivo foi necessário desenvolver diferentes objetivos específicos.:

- Estabelecer relações entre as intensidades dos esforços e o tamanho do degrau.
- Analisar os dados de pressões junto aos degraus (patamar e espelho) coletados por Sanagiotto (2003) e Conterato (2011);
- Realizar o tratamento estatístico dos dados de pressões nos patamares, espelhos e dos esforços resultantes de forma a quantificar e qualificar os esforços para melhor compreendê-los;
- Definir as combinações críticas de esforços com a finalidade de gerar subsídios para o dimensionamento da proteção dos degraus;

3. REVISÃO BILIOGRÁFICA

3.1 HISTÓRICO

Desde a antiguidade os vertedouros em degraus vêm sendo utilizados pela simplicidade de forma e estabilidade estrutural.

O registro mais antigo que se tem de um vertedouro em degraus é o da barragem de Arkananian, na Grécia, datado de 1300 a.C. (Chanson, 1995), construída em blocos de pedra, com 10,5m de altura, 25 m de largura, declividade variada entre 39° e 73° e degraus de 0,6 a 0,9m de altura (figura 3.1).



Figura 3.1 – Barragem de Arkananian, Grécia. Fonte: Chanson (2001).

Outros antigos vertedouros em degraus encontram-se no Rio Khosr, no Iraque. Os Romanos construíram diversos vertedouros desse tipo em seu Império, e alguns destes ainda podem ser encontrados nos países africanos (Chanson, 1995).

No século XVII, os engenheiros franceses projetaram diversos canais e cascatas em degraus. Entre 1800 e 1920, as barragens de madeira foram muito utilizadas na América, Austrália e Nova Zelândia e grande parte delas eram construídas em degraus, para aumentar a capacidade de vazão e minimizar os danos nas cheias (Chanson, 1995). Um exemplo de vertedouro em degraus na Austrália nesse período é o da Barragem Gold Creek (figura 3.2), que foi construída entre 1882 e 1885, em enrocamento com núcleo de argila, que inicialmente possuía como vertedouro um canal escavado na rocha na ombreira esquerda. Esse canal foi danificado devido a grandes cheias, e por isso substituído em 1890 por um vertedouro de concreto em degraus. Esse foi o único

vertedouro em degraus construído em Queensland antes de 1900 e o primeiro caso no mundo de utilização de concreto não armado como material para um vertedouro em degraus (Chanson, 2002).



Figura 3.2 - Barragem Gold Creek. Fonte Chanson (2002)

No início do século XX, as estruturas em degraus passaram a ser projetadas com a finalidade específica de maximizar a dissipação de energia ao longo da calha e, conseqüentemente, diminuir a bacia de dissipação a jusante. O vertedouro da Barragem de New Croton (Figura 3.3) com 90,5m de altura, declividade de 53° , e degraus com 2,13m é, possivelmente, o primeiro vertedouro em degraus projetado nessa concepção (Sanagiotto, 2003).



Figura 3.3 - Barragem de New Croton (1906). Fonte (a) Chanson (2001).

A década de 1980 pode ser considerada um momento decisivo em relação à aplicação de vertedores em degraus. No final de 1986, havia apenas 15 barragens em CCR no mundo, mas a partir desse período as barragens em CCR ganharam ampla aceitação (Matos & Meireles, 2014).

Nas últimas décadas diversas barragens em CCR com vertedouros em degraus também foram construídas na Ásia e na África. Por exemplo, em 2009 foi concluída a Barragem Boussiaba (figura 3.4) na Argélia.



Figura 3.4 – Barragem Boussiaba (2009).

Como exemplo de barragem com vertedouro em degraus no Brasil pode ser citada a barragem da UHE Dona Francisca (figura 3.5), que foi construída em CCR em 2001 na região central do Rio Grande do Sul.



Figura 3.5 – Barragem da UHE Dona Francisca. (Foto do autor)

Supõe-se que na antiguidade os degraus na calha dos vertedouros eram construídos para dar estabilidade ao maciço, pela facilidade de execução e para que o escoamento atingisse menores velocidades causando menos desgaste às estruturas. Porém, as informações quantitativas sobre as propriedades do escoamento surgiram há poucas décadas, aproximadamente a partir da década de 70 do século passado. Desde então, os engenheiros e pesquisadores recuperaram o interesse por vertedouros em degraus devido à introdução de novos materiais e técnicas construtivas relacionadas ao CCR e às barragens executadas com gabiões, que aperfeiçoaram essas construções (Sanagiotto, 2003).

3.2 REGIMES DE ESCOAMENTO

Conforme a classificação proposta por Essery e Horner (1971), também adotada por Chanson (1994), o escoamento sobre vertedouro em degraus pode ser dividido em dois regimes de características bem distintas: o primeiro é o regime de quedas sucessivas (nappe flow) e o segundo é o deslizante sobre turbilhões (skimming flow). Existe ainda uma zona de transição entre os dois regimes.

3.2.1 Regime de escoamento em quedas sucessivas (nappe flow)

No regime de escoamento em quedas sucessivas (nappe flow) a água flui em uma série de mergulhos de um degrau para o outro (Figura 3.6). O fluxo de cada degrau atinge o degrau seguinte como um jato descendente, com a dissipação da energia ocorrendo pelo impacto do jato no ar, havendo mistura do jato no degrau, com a formação de um ressalto hidráulico parcialmente ou plenamente desenvolvido no degrau. Para o desenvolvimento do regime de quedas sucessivas os degraus precisam ser relativamente grandes segundo Chanson (1994).

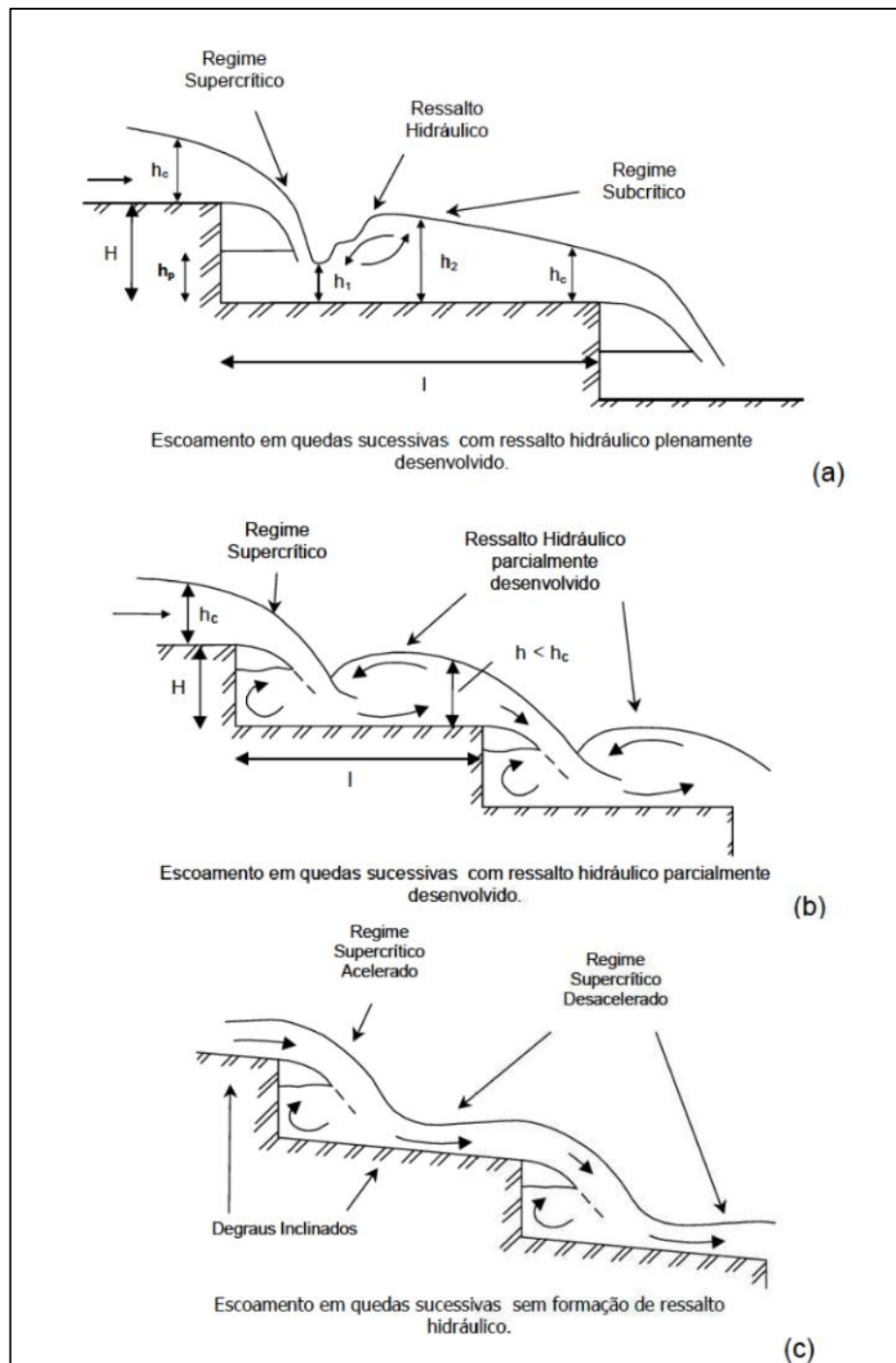


Figura 3.6 – Diferentes configurações do regime de escoamento em quedas sucessivas: (a) com o ressalto hidráulico plenamente desenvolvido; (b) com o ressalto hidráulico parcialmente desenvolvido e (c) sem a formação de ressalto hidráulico.

Fonte: Sanagiotto (2003)

3.2.2 Regime de escoamento deslizante (skimming flow)

De acordo com Chanson (1994), no regime de escoamento deslizante (skimming flow) a água desce a face escalonada como um fluxo coerente deslizando sobre os degraus (Figura 3.7). As bordas externas dos degraus formam um pseudo-fundo sobre o qual o fluxo passa e abaixo disso desenvolvem-se vórtices de eixo horizontal. Nos degraus iniciais do vertedouro o fluxo é suave e não ocorre entrada de ar. Depois de alguns degraus o fluxo é caracterizado pela forte entrada de ar. Essas condições são caracterizadas por um alto nível de turbulência e uma grande quantidade de entrada de ar.

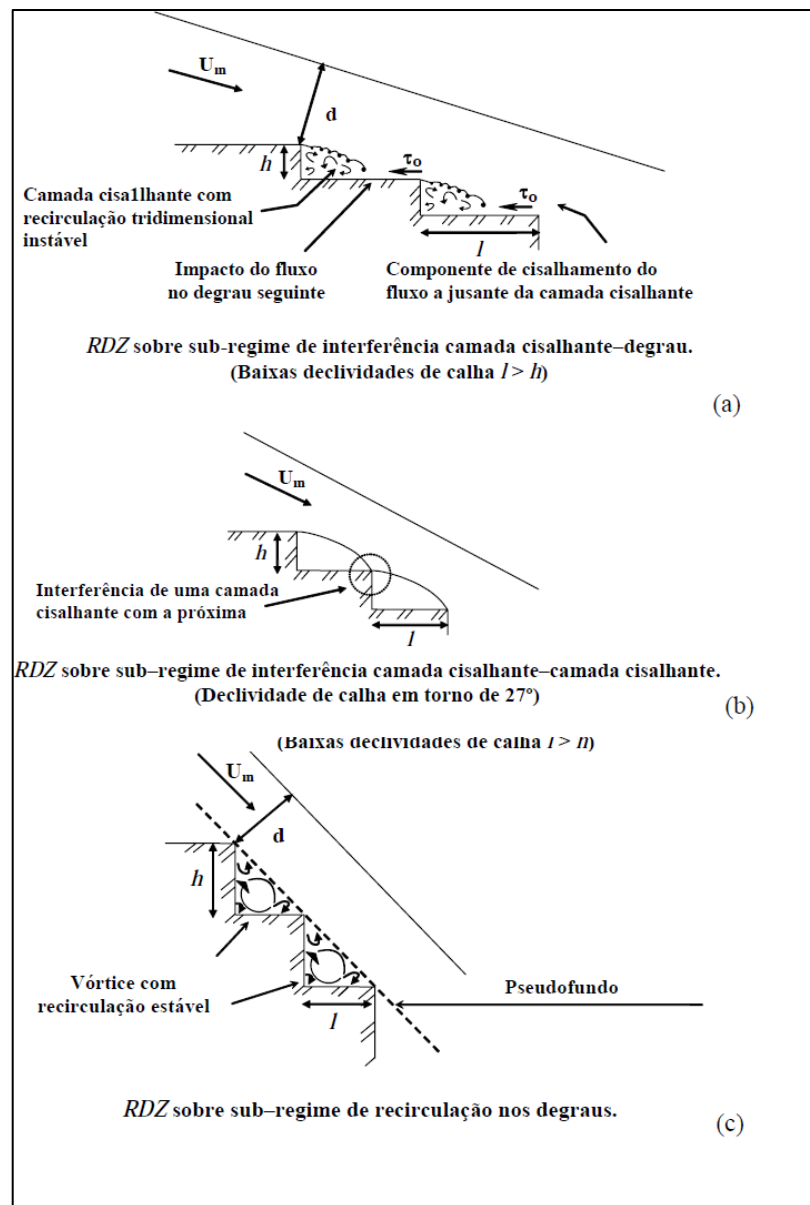


Figura 3.7 - Tipos de escoamento deslizante sobre turbilhões segundo Chanson (1994). Fonte: Gomes (2006)

3.3 POSIÇÃO DO INÍCIO DA AERAÇÃO NO ESCOAMENTO

Segundo Bindo et al (1993) nos escoamentos sobre vertedouros uma camada turbulenta se desenvolve até um ponto crítico em que atinge a superfície e esse corresponde ao ponto de início da aeração. Nos vertedouros em degraus a macro turbulência criada pelos mesmos no escoamento favorece o desenvolvimento da camada limite, sendo que nessas condições a sua espessura aumenta mais rapidamente em comparação com uma calha lisa.

Chanson (1994) divide o escoamento em regime deslizante em três regiões (figura3.8):

- Zona sem aeração do fluxo: ocorre no trecho inicial da calha, dentro da qual se desenvolve a camada limite, até atingir a superfície livre, ponto a partir do qual se inicia o processo de aeração natural do escoamento;
- Zona de escoamento gradualmente variado: caracterizada por fluxos aerados com concentrações de ar variáveis ao longo da calha;
- Zona do escoamento uniforme: região onde, para uma vazão constante, tem-se um escoamento com profundidades, concentração de ar e distribuições de velocidades constantes. Neste regime de escoamento verifica-se uma profundidade uniforme do escoamento (h_n).

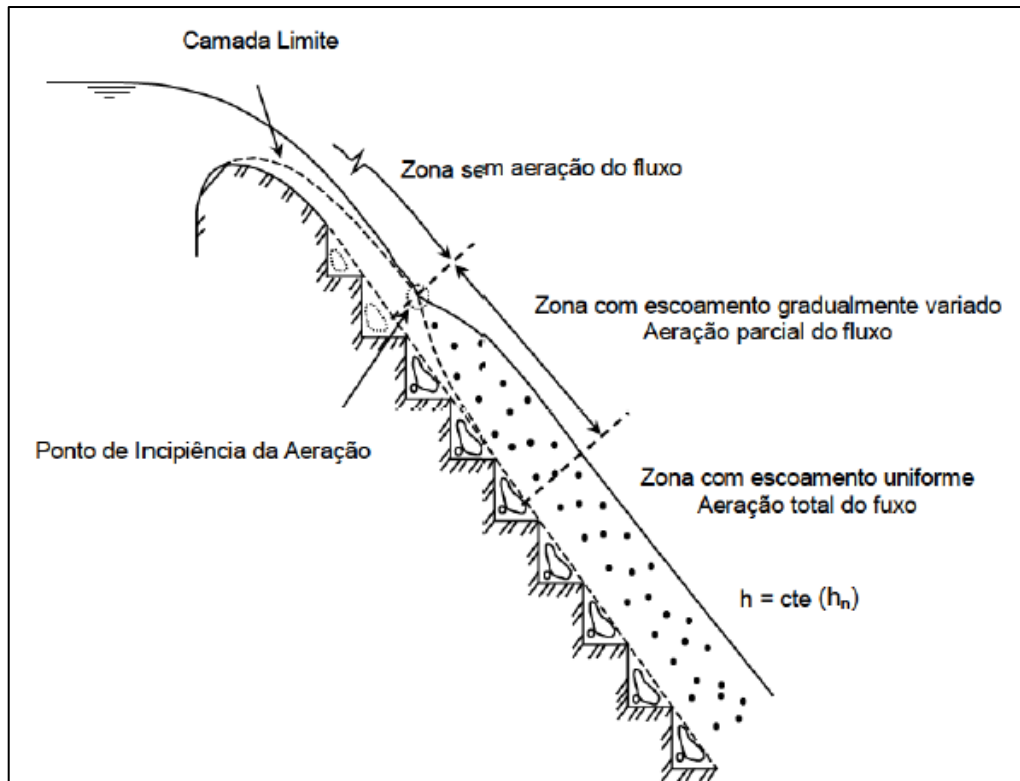


Figura 3.8 – Regiões de escoamento ao longo de um vertedouro em degraus com regime de escoamento deslizante, segundo Chanson (1994). Fonte: Sanagiotto (2003)

WOOD et al (1983) propuseram a equação 3.1 para o início da aeração em vertedouros com calhas de diferentes rugosidades.

$$\frac{L_A}{K} = 13,6. (\text{sen}\alpha)^{0,0796}. (F^*)^{0,713} \quad (3.1)$$

Com:

$$F^* = q / \sqrt{g. k^3 \text{sen}\alpha} \quad (3.2)$$

Onde:

L_A = comprimento de início da aeração (m)

K = rugosidade (medida de tamanho do degrau) (m)

q = vazão específica (m^2/s)

g = aceleração da gravidade (m/s^2)

F^* = Froude rugoso (adimensional);

CHANSON (1994) analisou o início da aeração do escoamento com base em dados experimentais de outros pesquisadores e propôs as equações 3.3 e 3.4:

$$\frac{L_A}{K} = 9,719. (\text{sen}\alpha)^{0,0796}. (F^*)^{0,713} \quad (3.3)$$

$$\frac{d_i}{K} = \frac{0,4034}{(\text{sen}\alpha)^{0,04}}. (F^*)^{0,592} \quad (3.4)$$

Onde h_A é a profundidade do escoamento no ponto do início da aeração.

Analisando um dos modelos utilizados no presente trabalho Sanagiotto (2003) propôs a equação 3.5 para o cálculo do comprimento de início da aeração e a equação 3.6 para a altura da lâmina nessa posição:

$$\frac{L_A}{k} = 9,7721. F^{*0,7014} \quad (3.5)$$

$$\frac{d_i}{k} = 0,3965. F^{*0,5975} \quad (3.6)$$

Meireles et al (2012) analisando um modelo de escala 1V:0,75H e degraus de 2, 4 e 8 centímetros propuseram a equação 3.7:

$$\frac{L_A}{K} = 6,75F^{*(0,76)} \quad (3.7)$$

Recentemente Conterato et al (2012) propuseram uma equação (3.8) semelhante as de Sanagiotto (2003) e Meireles et al (2012):

$$\frac{L_A}{K} = 12F^{*(2/3)} \quad (3.8)$$

A seguir é apresentado quadro resumo com equações para a posição do início da aeração propostas por diversos autores:

Autor	Equações Propostas	
Wood et al (1983)	$\frac{L_A}{K} = 13,6 \cdot (sen\alpha)^{0,0796} \cdot (F^*)^{0,713}$	equação 3.1
Chanson l (1994)	$\frac{L_A}{K} = 9,719 \cdot (sen\alpha)^{0,0796} \cdot (F^*)^{0,713}$	equação 3.3
	$\frac{d_i}{K} = \frac{0,4034}{(sen\alpha)^{0,04}} \cdot (F^*)^{0,592}$	equação 3.4
Sanagiotto (2003)	$\frac{L_A}{k} = 9,7721 \cdot F^{*0,7014}$	equação 3.5
	$\frac{d_i}{k} = 0,3965 \cdot F^{*0,5975}$	equação 3.6
Meireles et al (2012)	$\frac{L_A}{K} = 6,75F^{*(0,76)}$	equação 3.7
Conterato et al (2012)	$\frac{L_A}{K} = 12F^{*(2/3)}$	equação 3.8

Quadro 3.1 – Equações para a posição de início da aeração e profundidade no início da aeração.

Na figura 3.9 são apresentados na forma de gráfico os comportamentos obtidos com as equações citadas anteriormente:

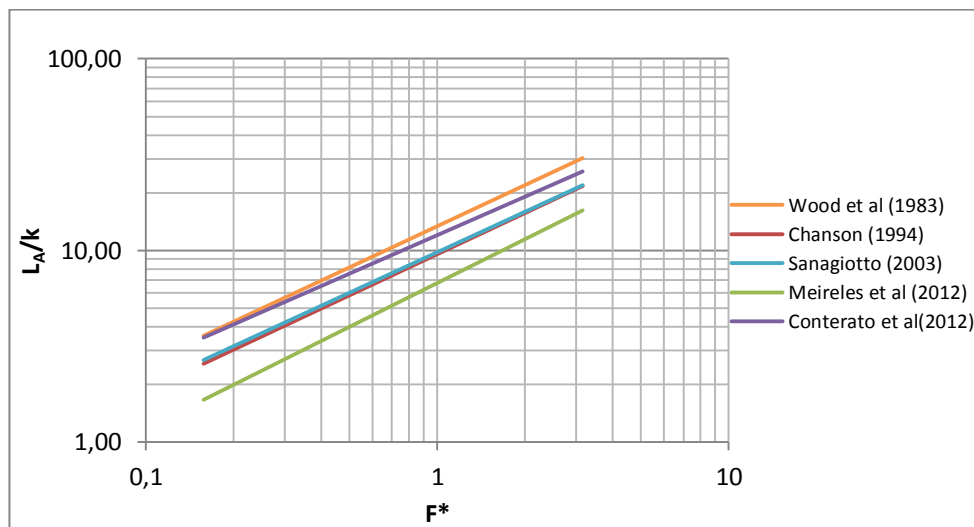


Figura 3.9 – Comprimento de início da aeração

Analisando-se os gráficos das diferentes equações percebe-se a similaridade nos seus resultados, com a relação L_A/k variando nas mesmas proporções de acordo com o número de Froude.

3.4 ESTUDOS DE PRESSÕES SOBRE A CALHA

O desenvolvimento da tecnologia de construção do concreto compactado a rolo (CCR) vem possibilitando a construção de barragens cada vez mais altas. Essas estruturas proporcionam o desenvolvimento de maiores vazões específicas e velocidades. Entretanto, o acréscimo dessas grandezas tem limitações, entre elas o aumento das pressões negativas sobre os degraus que possibilita que ocorra o fenômeno da cavitação, causando severos danos às estruturas.

Com o objetivo de poder definir com segurança as vazões específicas que podem ser suportadas pelos vertedouros, surge a necessidade de se analisar de forma mais criteriosa as variações dos campos de pressão que atuam nos degraus. Verificando-se o universo das publicações científicas sobre vertedouros em degraus, constata-se que uma parcela dedica-se a analisar os campos de pressões sobre as calhas. Entre eles pode-se relatar o trabalho de Tozzi (1992) que, com base em um experimento com uma calha de inclinação 1V:0,75H e vazões específicas entre 120,5 e 201,4 l/s.m, identificou pressões negativas de módulos elevados e uma considerável variação de pressões (entre -0,5 e +0,40 m.c.a.). O registro de pressões negativas relativamente altas (-0,5 m.c.a.) indica a necessidade do estabelecimento de limite de vazão específica/ velocidade do fluxo que possa produzir/impedir a cavitação dos degraus (Tozzi, 1992).

Utilizando um modelo também de 1V:0,75H com degraus de 9 cm, Gomes(2006), desenvolveu modelos teórico-experimentais. Gomes (2006) adimensionalizou as pressões pelo termo cinético através da equação 3.9 e utilizou a equação 3.10 proposta por Amador (2005) para adimensionalizar a posição ao longo da calha:

$$C_p = \frac{P/\gamma}{v_m^2/2.g} \quad (3.9)$$

Onde:

C_p = coeficiente de pressão (adimensional);

P/γ = pressão que se deseja adimensionalizar (m.c.a.)

V_m = velocidade média do escoamento na seção (m/s);

g = aceleração da gravidade (m/s²).

$$s' = \frac{(L-L_A)}{d_i} \quad (3.10)$$

Onde:

s' = posição longitudinal (adimensional);

L = posição ao longo da calha medida a partir da crista do vertedouro (m);

L_a = posição do início da aeração medida a partir da crista do vertedouro (m);

d_i = profundidade do escoamento no início da aeração.

Para se determinar a altura da lâmina na seção(d) pode se utilizar a equação 3.11 proposta por Meireles (2012):

$$\frac{d}{d_i} = 0,971 + 0,891 \cdot e^{-3,41 \cdot (L/L_A)} \quad (3.11)$$

Onde:

d_i = profundidade do escoamento no início da aeração.

L = posição ao longo da calha medida a partir da crista do vertedouro (m);

L_a = posição do início da aeração medida a partir da crista do vertedouro (m);

Para o cálculo da profundidade (d_i) Gomes (2006) utilizou a equação 3.12 também proposta por Matos (1999)

$$\frac{d_i}{K} = 0,361 \cdot F^{*0,606} \quad (3.12)$$

Onde:

d_i = profundidade do escoamento no início da aeração (m);

F^* = Froude rugoso (adimensional);

K = altura de rugosidade do degrau (m).

Os coeficientes de pressões médias e extremas nos espelhos obtidos por Gomes (2006) são mostrados nas figuras 3.10 e 3.11.

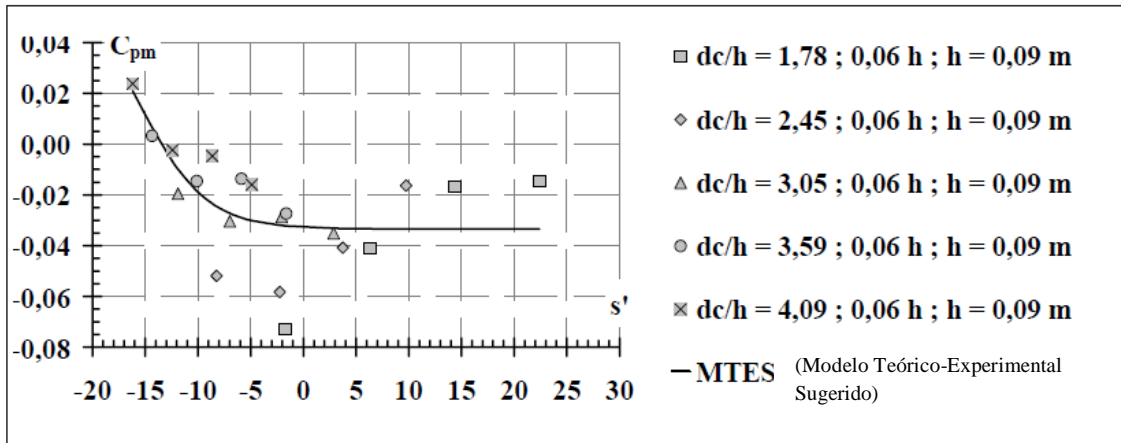


Figura 3.10 – Coeficientes de pressão média (C_{pm}) para o espelho a uma distância 0,06h da quina (degraus de 9 centímetros). (Fonte: Gomes, 2006)

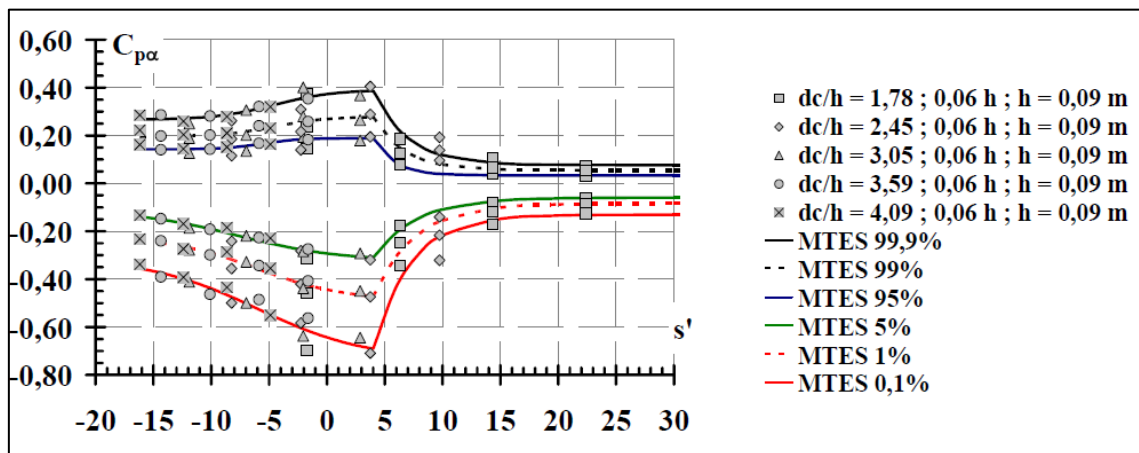


Figura 3.11 – Coeficientes de pressões extremas para o espelho a uma distância 0,06h da quina (degraus de 9 centímetros). (Fonte: Gomes, 2006)

As pressões médias e extremas nos patamares são mostradas, respectivamente, nas figuras 3.12 e 3.13. Gomes (2006) destaca que os valores extremos para probabilidade de não exceder 0,1% são menores que nos espelhos. Ressalta ainda que o patamar, sob o ponto de vista do dimensionamento, é caracterizado com um trecho de grande fragilidade estrutural devido à maior variação de pressões.

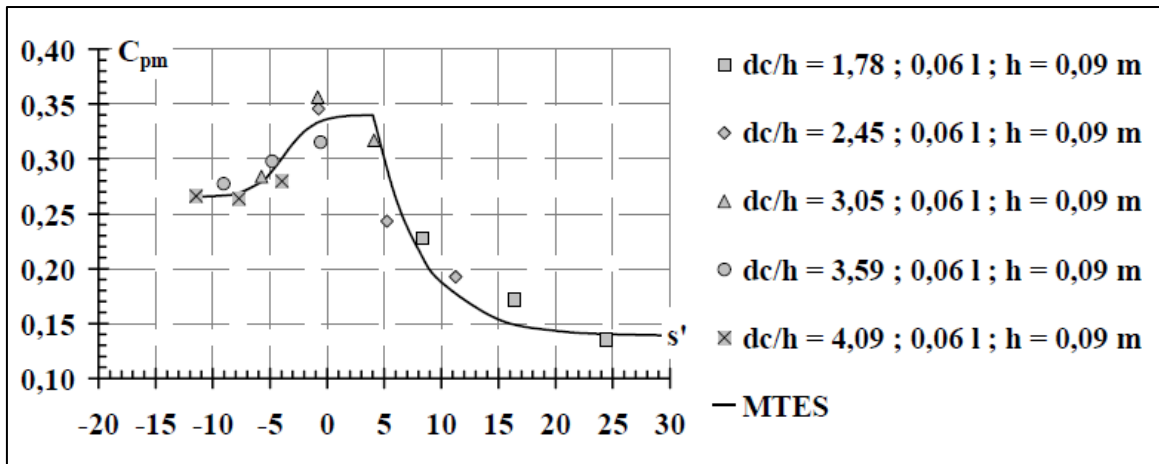


Figura 3.12 – Coeficientes de pressão média para o patamar a uma distância de 0,06 l da quina (l=comprimento do patamar). (Fonte: Gomes, 2006)

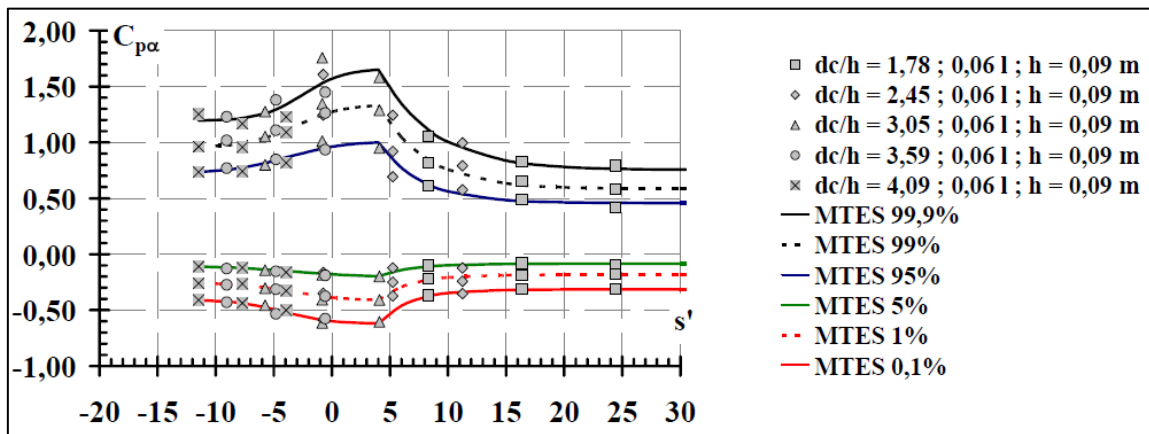


Figura 3.13 – Coeficientes de pressões extremas para o patamar. (Fonte: Gomes, 2006)

Estudando modelos físicos de declividade 1V:0,75H Sanagiotto (2003) observou um aumento das pressões médias em degraus maiores. As maiores pressões foram detectadas nas quinas dos patamares. As pressões mínimas, por sua vez, foram verificadas nos espelhos, também próximas às quinas. A figura 3.14 apresenta as pressões verificadas pela autora, adimensionalizadas de acordo com a proposição de Tozzi (1992).

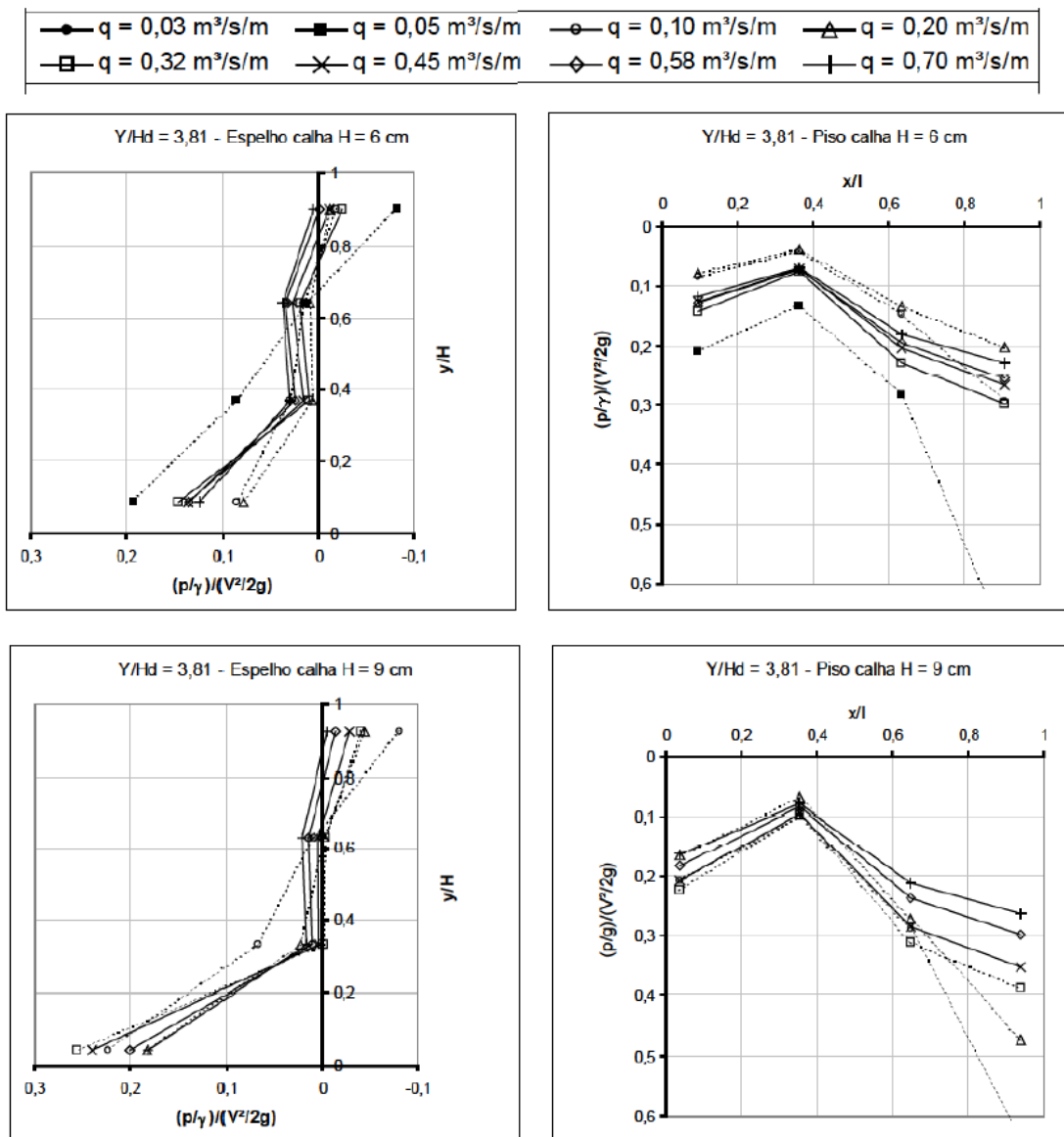


Figura 3.14 – Distribuição das pressões nos degraus. (Fonte: Sanagiotto, 2003)

OLINGER (2001) estudou um protótipo de inclinação 1V:0,75H e degraus de 0,60 metros de altura através de modelos com degraus de 12, 6 e 3 centímetros, correspondendo às escalas de 1:5, 1:10 e 1:20, respectivamente. Realizou então medidas de pressões médias utilizando piezômetros e pressões instantâneas através de transdutores de pressão instalados nos degraus. Verificou que as pressões médias negativas ocorrem nos espelhos dos degraus, chegando ao valor de -0,24 m.c.a. para degraus de 12 centímetros. Em relação às pressões instantâneas negativas, o autor identificou valores inferiores a -9 m.c.a. com probabilidade de ocorrência de 2%. Cabe a ressalva de que

esses valores correspondem a posições na zona aerada do fluxo, portanto o risco à cavitação seria reduzido.

Entre os pesquisadores da área existe um consenso de que as maiores pressões médias localizam-se nas extremidades dos patamares dos degraus e que as menores pressões ocorrem nos trechos superiores dos espelhos dos mesmos, esse comportamento foi observado por Sanagiotto (2003), Amador (2005), Gomes (2006) e Zhang et al (2012). Também se verificam nessas regiões as maiores flutuações de pressões. Com relação ao desenvolvimento dos esforços ao longo da calha, constata-se que os mais críticos localizam-se na região próxima ao afloramento da camada limite, de acordo com as observações de Sánchez-Juny e Dolz (2002) Gomes (2006) e Amador (2005). É possível também identificar-se um comportamento ondulatório no campo de pressões após o início da aeração, como comentado por Gomes (2006). É consenso entre os pesquisadores que as pressões médias aumentam com a vazão tanto nos espelhos quanto nos patamares.

3.5 CRITÉRIO DE SEMELHANÇA

As relações de transferência de grandezas entre o modelo e protótipo devem ser estabelecidas através do critério de semelhança de Froude obedecendo à relação entre forças de inércia e gravidade. As equações 3.13, 3.14 e 3.15 estabelecem essas relações para velocidade, vazão e vazão específica.

$$\frac{V_m}{V_p} = \lambda^{1/2} \quad (3.13)$$

$$\frac{Q_m}{Q_p} = \lambda^{5/2} \quad (3.14)$$

$$\frac{q_m}{q_p} = \lambda^{3/2} \quad (3.15)$$

Onde:

V_m = velocidade de escoamento no modelo (m/s)

V_p = velocidade de escoamento no protótipo (m/s)

Q_m = vazão no modelo (m³/s)

Q_p = vazão no protótipo (m³/s)

q_m = vazão específica no modelo (m²/s)

q_p = vazão específica no protótipo (m²/s)

λ = razão entre as escalas geométricas de modelo e de protótipo.

3.6 FENÔMENO DA CAVITAÇÃO

De acordo com Arndt (1981), a cavitação (termo cunhado por Froude) é normalmente definida como a formação da fase de vapor de um líquido. Consiste na formação de bolhas individuais e subsequente desenvolvimento de cavidades quando as bolhas colidem com superfícies. Está relacionada à redução de pressão para um valor crítico e se distingue da ebulição, no sentido de que a primeira é induzida pela diminuição da pressão hidrodinâmica, enquanto que a segunda é induzida pelo aumento da pressão de vapor para um valor superior ao da pressão hidrodinâmica. Geralmente é aceito que a cavitação ocorre como consequência do crescimento rápido ou explosivo de pequenas bolhas ou núcleos que se tornam instáveis devido a uma mudança no ambiente de pressões. Esse colapso é muito rápido e origina ondas de choque de alta pressão que, por efeito mecânico, provocam danos às superfícies.

No estudo dos riscos da cavitação, a análise de pressões e velocidades extremas, assim como a aeração natural ou forçada, podem definir faixas de operação de segurança e ou procedimentos de atenuação desse fenômeno.

Peterka (1953) e Russel e Sheehan (1974) constataram através de estudos em superfícies de concreto que concentrações de ar entre 1 e 2% junto à fronteira sólida reduziram substancialmente a erosão por cavitação, e que acima da faixa entre 5 e 7%, não ocorreu nenhuma erosão.

Joseph (1998) concluiu em seus estudos sobre cavitação que a sua ocorrência está mais ligada às tensões do que às pressões, que as bolhas abrem na direção de máxima tensão e que o fenômeno é facilitado pela presença de núcleos no fluido. No mesmo ano, Gindoz e Billet (1998) apud Gomes (2006) verificaram que o fenômeno é fortemente influenciado pelo conteúdo do núcleo das bolhas e, portanto, com a qualidade da água. Em um experimento realizado por Harvey, McElroy e Whiteley (1947), foi constatado que a presença de núcleos na água proporcionava o surgimento de cavitação para velocidades menores que 3 m/s. Ao retirar possíveis núcleos e superfícies hidrofóbicas, os autores obtiveram a formação inicial de cavidades somente a partir de velocidades muito maiores, chegando a 37 m/s. Os mesmos autores afirmam ainda que a existência de núcleos de gás em pequenas cavidades sobre superfícies sólidas ou em partículas de poeira presentes na água podem atuar como núcleos.

Gomes (2006) fez uma análise de ocorrência de cavitação utilizando o índice crítico de cavitação, calculado com base na equação 3.16:

$$\sigma = \frac{P_{ref}/\gamma - P_{cr}/\gamma}{U_{ref}^2 / 2.g} \quad (3.16)$$

Onde:

σ = índice crítico da cavitação (adimensional);

P_{ref}/γ = pressão absoluta em um ponto de referência do fluxo afastado da zona de cavitação (m.c.a.);

P_{cr}/γ = pressão crítica na qual os núcleos gasosos microscópicos se transformam em cavidades instáveis crescentes, sem que a pressão externa se altere. Este valor normalmente é considerado igual à tensão absoluta de vapor de água (t_v), apesar dele ser dependente da concentração de gás dissolvido no líquido estudado (m.c.a.);

U_{ref} = velocidade média do fluido no ponto de referência (m/s);

g = aceleração da gravidade (m/s²).

Conforme Gomes (2006), o risco de cavitação ocorre quando $\sigma < \sigma_{cr}$. σ_{cr} é obtido em função da geometria da estrutura e das condições de funcionamento, conforme a equação 3.17:

$$\sigma_{cr} = \frac{P_{atm}/\gamma + d.\cos\alpha - t_v/\gamma}{\alpha_{cr} \cdot U_{m_{cr}}^2 / 2.g} \quad (3.17)$$

Onde $U_{m_{cr}}^2$ é calculado pela equação 3.18:

$$U_{m_{cr}}^2 = \sqrt{\frac{t_{vrel}/\gamma}{C_{p0,1\%}}} \quad (3.18)$$

Onde:

P_{atm}/γ = pressão atmosférica absoluta igual a 10,33 m.c.a. a 20°C;

t_v/γ = tensão vapor de água absoluta igual a 0,24 m.c.a. a 20°C;

d = profundidade equivalente de água (m);

α_{cr} = coeficiente de Coriolis igual a 1,16;

t_{vrel}/γ = tensão relativa de vapor da água – igual a 10,09 m.c.a. a 20°, ao nível do mar;

C_p 0,1% = coeficiente de pressão com 0,1% de probabilidade de ocorrência de valores inferiores.

A figura 3.15 mostra os resultados, já transpostos para a escala real, do índice crítico de cavitação para vertedouros com declividade 1V:0,75H e diferentes alturas de degraus:

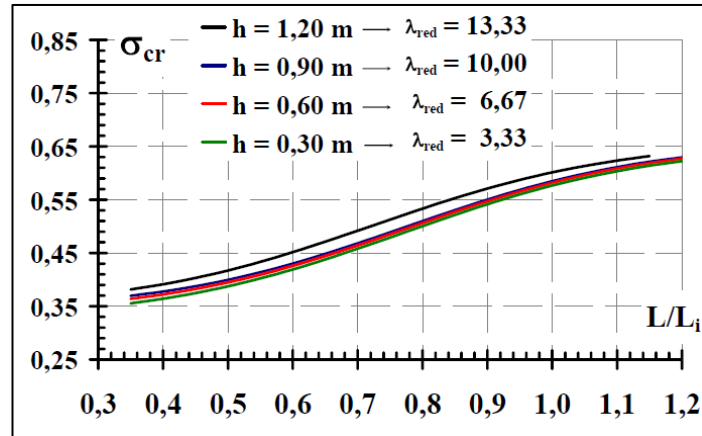


Figura 3.15 – Evolução do parâmetro crítico de incipiência de cavitação (σ_{cr}). (Fonte: Gomes, 2006). Onde (λ) razão entre as escalas de protótipo e modelo e (h) altura correspondente em protótipo.

Então Gomes (2006) definiu limites de vazões específicas e velocidades médias para a possibilidade de ocorrência de cavitação para diversas posições L/L_i , conforme explicitado nas figuras 3.16 e 3.17:

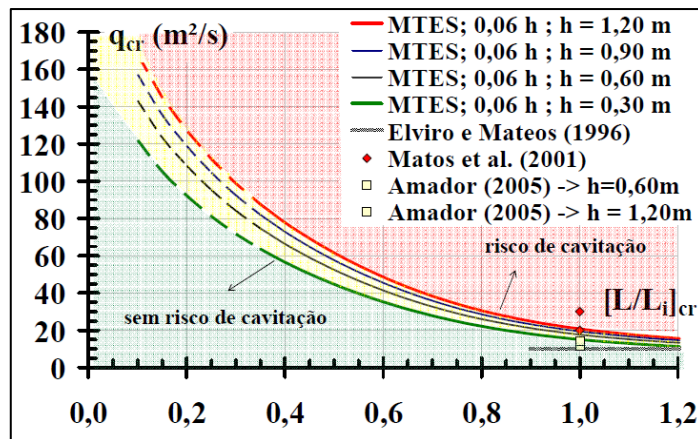


Figura 3.16 – Vazões específicas críticas obtidas pela transposição dos resultados. (Fonte: Gomes, 2006)

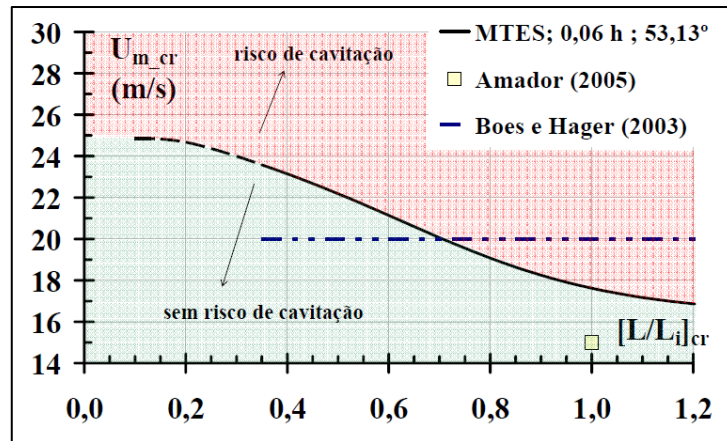


Figura 3.17 – Velocidades médias críticas obtidas pela transposição dos resultados.
(Fonte: Gomes, 2006)

Gomes (2006) propôs ainda uma equação para o cálculo da velocidade crítica, acima da qual o processo de cavitação poderá ocorrer:

$$U_{m_{cr}} = 16,29 + \frac{9,91}{\left\{1 + \exp\left[\frac{(L/L_A)^{-0,60}}{0,23}\right]\right\}}, \text{ para } 0 \leq L/L_A \leq 1,20 \quad (3.19)$$

Onde:

$U_{m_{cr}}$ = velocidade média crítica (m/s);

L = posição longitudinal cuja origem é a crista da ogiva do vertedouro (m);

L_A = posição longitudinal da seção de afloramento da camada limite tendo como origem a crista da ogiva do vertedouro (m).

Amador et al (2009), analisaram um modelo com inclinação de 1V:0,75H, 2 metros de altura e degraus de 5 centímetros e então concluíram que a cavitação poderá ocorrer a partir de descargas específicas entre 11,5 m²/s e 14 m²/s. A partir dessa análise recomendaram como medida de segurança que a velocidade na seção de afloramento da camada limite não ultrapasse 15 m/s. Matos et al (2001), propuseram limites de vazão específica menos conservadores, com limites entre 20 m²/s e 30 m²/s.

4. METODOLOGIA

A seguir é apresentada a metodologia de pesquisa desenvolvida para atender o objetivo de caracterizar os esforços atuantes ao longo de uma calha de vertedouro em degraus, através da análise da sua distribuição longitudinal e variação de acordo com as dimensões dos degraus, de maneira a obter informações que permitam um dimensionamento seguro para a proteção das estruturas contra o descolamento do escoamento, a erosão/cavitação da superfície de concreto.

4.1 ORIGEM DOS DADOS ANALISADOS

Os dados analisados foram obtidos em modelos físicos de vertedouros em degraus com declividade de 1V:0,75H e foram coletados por:

- Sanagiotto (2003) – pressões medidas em alguns degraus ao longo da calha de um vertedouro em que foram alternadas calhas com degraus com alturas de 3, 6 e 9 centímetros. A autora dos ensaios utilizou os dados para realizar uma caracterização geral do escoamento sobre a estrutura. Nessa pesquisa pretende-se analisar com maior detalhe as variações de pressões em relação às diferentes dimensões de degraus do vertedouro. Pela forma como foram dispostos os transdutores nessa sequência de experimentos não é possível ser realizada a análise dos esforços resultantes em cada degrau separadamente, porque os transdutores foram posicionados sempre medindo as pressões no espelho de um degrau em conjunto com o patamar do degrau subsequente.

- Conterato (2011) – pressões medidas nos primeiros 20 degraus de uma calha de vertedouro com degraus de 6 centímetros de altura em que os transdutores foram colocados nos patamares e nos espelhos. A partir do experimento a autora obteve conclusões sobre a posição de início da aeração do escoamento e realizou análise a respeito das pressões sobre o vertedouro. Nesta pesquisa objetiva-se dar continuidade e aprofundar o estudo sobre os esforços resultantes a partir desses dados.

4.1.1 Descrição dos modelos

Os dados foram obtidos em dois (2) experimentos, mostrados nas figuras 4.1 e 4.2, realizados no Laboratório de Obras Hidráulicas do Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (IPH/UFRGS) em épocas distintas, mas com características semelhantes. Os modelos apresentam as características expostas na tabela 4.1:

Característica	Sanagiotto (2003)	Conterato (2011)
Declividade da calha	1V:0,75H	
Altura da calha do vertedouro	2,45 m	
Largura do canal	0,40 m	
Altura dos degraus	3 cm, 6 cm e 9 cm	6 cm

Tabela 4.1 – Características básicas dos modelos físicos



Figura 4.1 - Vista lateral do experimento de Sanagiotto (2003) com degraus de 6 centímetros de altura e vazão de 40 l/s.



Figura 4.2 – Vista das instalações do experimento de Conterato (2011).

As figuras 4.3 e 4.4 apresentam as posições onde foram feitas as medições de pressão no estudo de Sanagiotto (2003) e Conterato (2011).

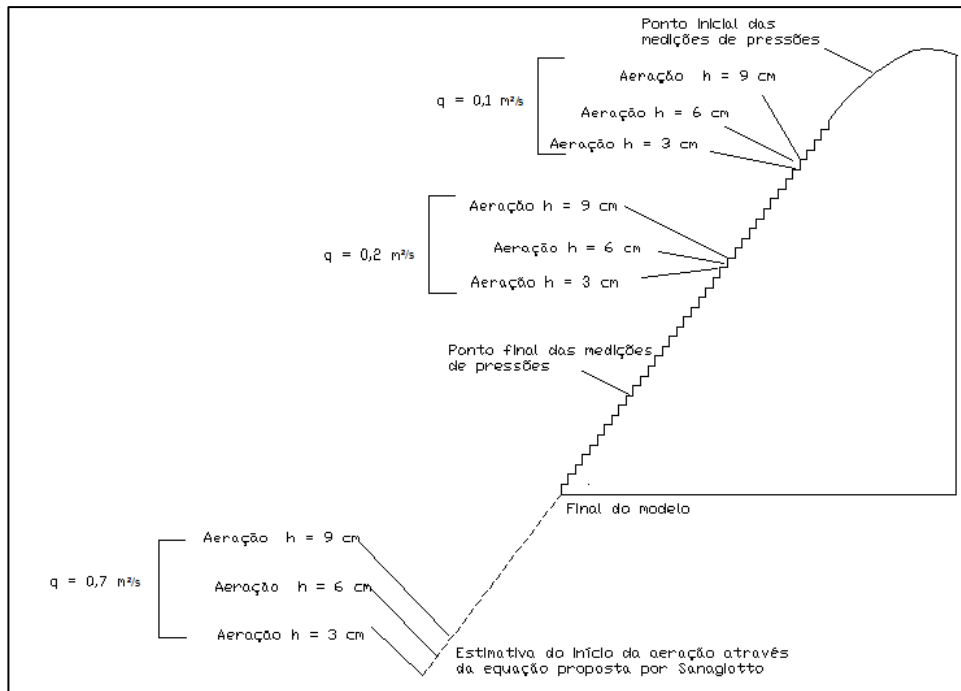


Figura 4.3 – Calha do experimento de Sanagiotto (2003) com a indicação dos trechos instrumentados (elaborado pelo autor).

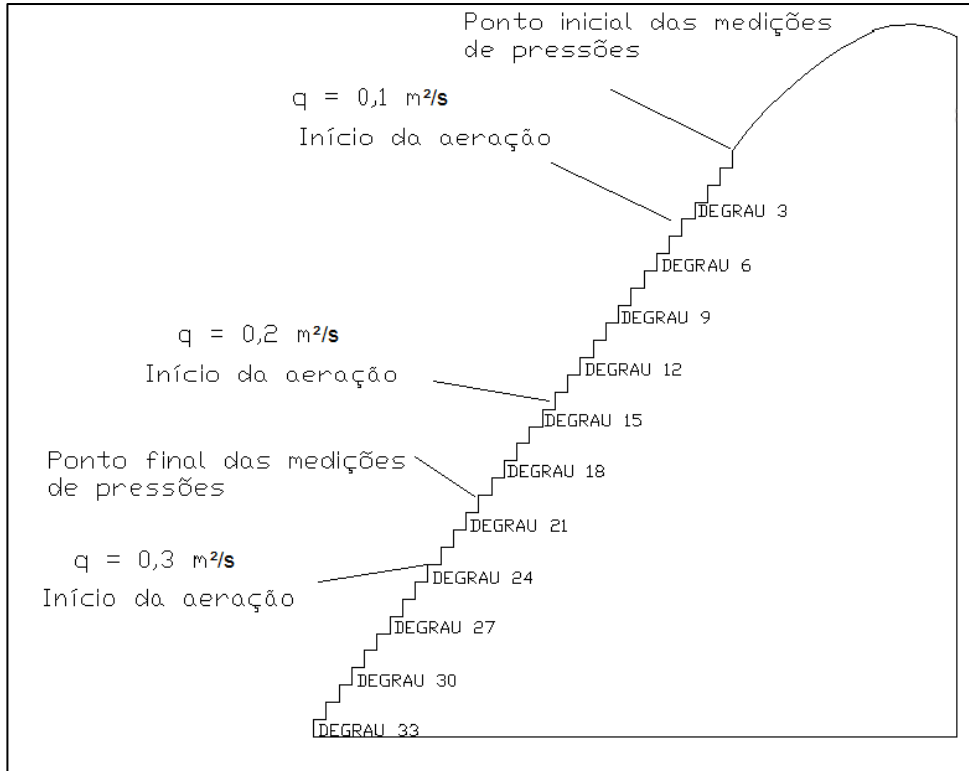


Figura 4.4 – Calha do experimento de Conterato (2011) com a indicação dos trechos instrumentados (elaborado pelo autor).

4.2 SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS

4.2.1 Experimento com diferentes tamanhos de degraus -Sanagiotto (2003)

Conforme descrito por Sanagiotto (2003), os dados de pressão foram adquiridos através de transdutores da marca Hytronic, modelo TM25, com faixas de trabalho de 2,0 psi, distribuídos da seguinte forma: -1,0 a 1,0 psi; -0,5 a 1,5 psi e -1,5 a 0,5 psi, com erro de fundo de escala igual a $\pm 0,25\%$ ($\pm 3,5$ mm.c.a). Também foram utilizados transdutores da marca Sitron, modelo SP96, com faixa de trabalho de 5,0 psi, distribuídos de -2,5 a 2,5 psi e erro de fundo de escala de $\pm 0,5\%$ (± 17 mm.c.a);

Todos os transdutores de pressão foram submetidos a um processo de calibração estática, relacionando as medidas de tensão (Volts) a diversas colunas de água (P/γ). Adquiriram-se os dados de pressão com a utilização de um microcomputador equipado com uma placa de aquisição LINX, com capacidade de aquisição simultânea de 32 canais. A aquisição dos dados foi realizada numa frequência de 50 Hz, em ensaios com duração de 180 segundos e com no máximo 14 transdutores de pressão instalados simultaneamente.

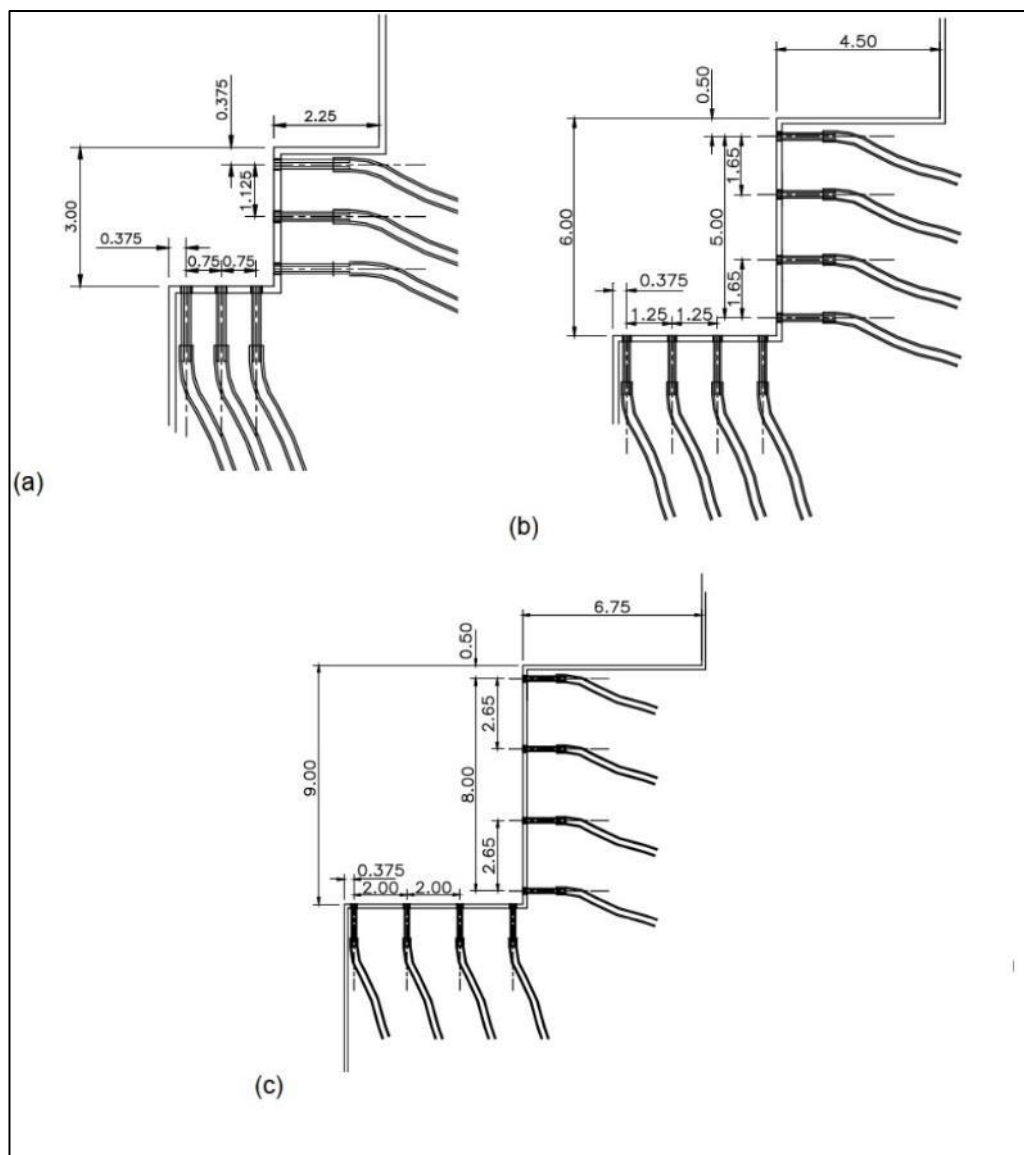


Figura 4.5 – Esquema de instrumentação dos degraus (das tomadas de pressão nos degraus) (a) degraus de 3 cm, (b) degraus de 6 cm, (c) degraus de 9cm.

(Fonte: Sanagiotto, 2003)

4.2.2 Experimento sem variação do tamanho dos degraus – Conterato (2011)

De acordo com a descrição de Conterato (2011), os dados das pressões instantâneas ao longo da calha do vertedouro foram obtidos com 20 transdutores de pressão da marca Sitron modelo SP96, mostrados na figura 4.6(a) e coletaram-se os dados de pressões médias com 33 piezômetros. Cabe salientar que os dados dos piezômetros foram utilizados somente para verificação dos dados coletados pelos transdutores, não sendo considerados na análise.

Dos transdutores utilizados, 10 possuem faixa de operação de $\pm 1,5$ m.c.a e 10 de $\pm 2,5$ m.c.a. Os dois modelos possuem erro esperado de $\pm 0,5\%$ do fundo de escala. Os transdutores de pressão foram conectados a um concentrador de sinais (figura 4.6 (b)) que transmitia esses sinais para um conversor A/D (analógico/digital) (figura 4.6 (c)). Esse conversor possui resolução digital de 16 bits e faixa de operação admissível de tensões de -10 a 10 V. Os transdutores foram calibrados previamente utilizando o modelo para a curva de determinação de pressão por tensão para cada transdutor.



Figura 4.6 - Instrumentação dos degraus.

Os transdutores foram instalados no patamar e no espelho dos 20 primeiros degraus, a 3 mm da quina na linha central da calha. Cada transdutor foi conectado ao escoamento através de pequenos tubos, de material plástico transparente, inseridos nos orifícios das tomadas de pressão. Devido à dificuldade de instalação em todos os degraus simultaneamente, pela pequena distância entre eles, os ensaios foram divididos em duas etapas, medindo degraus pares e ímpares em intervalos de 15 min com frequência de aquisição de 128 Hz. O esquema utilizado está representado nas figuras 4.9 e 4.10.

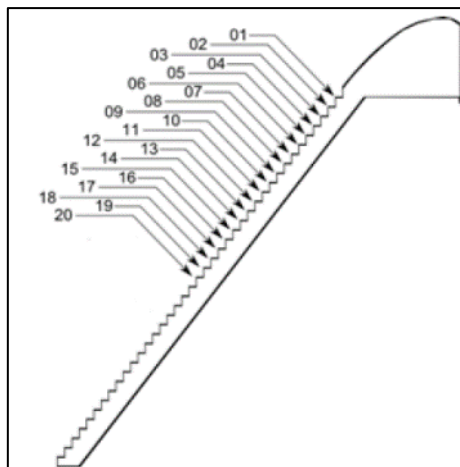


Figura 4.7 – Numeração dos transdutores. (Fonte: Conterato, 2011)

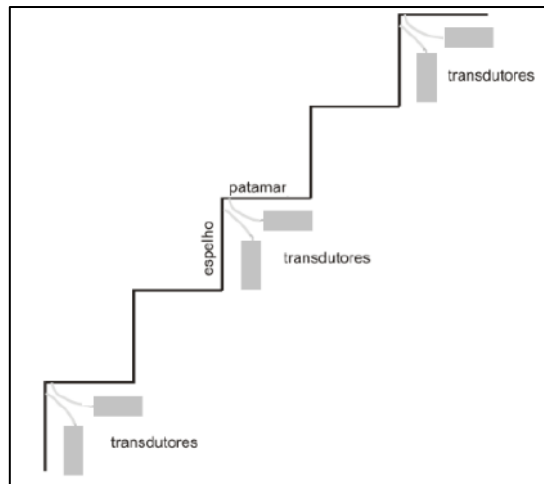


Figura 4.8- Posicionamento dos transdutores. (Fonte: Conterato, 2011)

4.3 CONSIDERAÇÕES GERAIS DOS ENSAIOS

As vazões específicas ensaiadas nos modelos foram entre 0,025 e 0,7m³/s no primeiro experimento e entre 0,1 e 0,3 m²/s no segundo experimento. A leitura desses valores foi possível através do medidor de vazão instalado na tubulação que alimenta o modelo.

Cada vazão foi ensaiada duas vezes para minimizar qualquer erro devido a interferências, como ruídos, por exemplo. Os dados obtidos nos ensaios semelhantes foram comparados e validados.

4.4 TRATAMENTO ESTATÍSTICO DOS DADOS

Com o objetivo de se caracterizar as pressões nas estruturas foram calculadas a distribuição longitudinal das pressões médias, flutuações e permanência de 0,1% e 99,9% nos degraus para cada um dos experimentos, para avaliar-se as pressões máximas e mínimas. Na análise da influência do tamanho dos degraus foram consideradas extremas as pressões de permanência de 1% e 99%. Além disso, busca-se o detalhamento da distribuição das pressões ao longo das faces dos degraus.

4.5 COMPARAÇÃO DOS EXPERIMENTOS COM ESTUDOS DE REFERÊNCIA

No desenvolvimento desta pesquisa foram utilizados os dados dos dois experimentos já descritos neste capítulo e os resultados de Amador (2005) e Gomes(2006), sendo que desses últimos autores foram utilizados os resultados de suas publicações. O Quadro 4.1 que indica as características básicas dos experimentos:

Característica	Experimentos Base do Presente Estudo		Estudos utilizados como comparação.		
	Experimento 1 (Dados de Sanagiotto, 2003)	Experimento 2 (Dados de Conterato, 2011)	Amador (2005)		Gomes (2006)
			Modelo da UPC	Modelo da UDC	
Inclinação da calha	1V:0,75H	1V:0,75H	1V:0,8H	1V:0,8H	1V:0,75H
Altura do vertedouro (m)	2,44	2,45	4,45	2,00	2,42
Largura do canal (m)	0,4	0,4	0,6	0,5	0,4
Altura dos degraus (cm)	3, 6 e 9	6	7 (tem degraus de transição)	5 (tem degraus de transição)	3,6 e 9
Vazões específicas ensaiadas (m²/s)	0,025 m ² /s a 0,7 m ² /s	0,1 m ² /s a 0,3 m ² /s	0,05 a 0,33 m ² /s	0,062 a 0,09 m ² /s	0,20 m ² /s a 0,70 m ² /s
Adimensionalizadas em dc/h	0,67 a 6,14 (degrau de 6 cm)	1,67 a 3,5	0,89 a 3,21	0,65 a 0,83	1,78 a 4,09 (degrau de 9cm)
Número de Froude para as vazões ensaiadas	5,23 a 36,61 (degrau de 6 cm)	5,23 a 15,68	1,93 a 12,77	3,92 a 5,89	5,39 a 18,87
Número de pontos de medição	7 (2 na ogiva e 5 nos degraus)	em 20 degraus	em 6 patamares e 9 espelhos	6	7 (2 ogiva e 5 nos degraus)
Posições relativas dos pontos de medição (em relação a altura da calha).	0,06H a 0,77H	0,22H a 0,68H	0,58 a 0,91 H	0,13 a 0,875H	0,22H a 0,77H
Frequencia de aquisição dos dados (Hz)	50	128	100	80	50

Quadro 4.1 – Características básicas dos experimentos

5 RESULTADOS

5.1 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DOS ESFORÇOS AO LONGO DA CALHA

Para a análise do comportamento dos esforços ao longo da calha foram utilizados os dados dos dois experimentos. Deve se salientar que as análises foram focadas no experimento 2, uma vez que esse teve medições em 20 degraus consecutivos e que os transdutores foram instalados mais próximos às extremidades das superfícies. Os resultados do experimento 1 foram utilizados a título de comparação e estão expostos em gráficos no final de cada sub-item. Os resultados foram adimensionalizados na forma de C_p para possibilitar a comparação com estudos anteriores. Entretanto, deve se destacar que ao utilizar-se essa forma de adimensionalização introduz se os erros do cálculo da profundidade do escoamento em cada seção.

Está sendo utilizado o termo “esforço” através da consideração de que as pressões medidas atuam sobre áreas unitárias gerando esforços sobre as superfícies.

5.1.1 Pressões atuantes nos espelhos

A seguir são apresentadas os resultados das medições das pressões médias (C_{pm}), flutuantes (C_p'), mínimas ($C_{p0,1\%}$) e máximas ($C_{p99,9\%}$) nos espelhos. Os resultados estão expostos na forma de C_p , calculado de acordo com a equação 3.9 e as velocidades de acordo com a proposição de Meireles (2012) (eq. 3.11) em função da posição relativa na calha (s') calculada através da equação 3.13 considerando a altura no início da aeração de acordo com a equação 3.7 proposta por Sanagiotto (2003).

Analisando-se na figura 5.1 os valores de C_p 99,9% para a menor vazão ensaiada (0,1 m²/s), que corresponde a $d_c/h=1,68$, observa-se que variaram entre 0,20 e 0,75, sendo que os maiores valores foram registrados no trecho inicial da calha. Para o C_p 0,1%, o valor mínimo foi próximo a -1,25 e ocorreu também no início da calha.

Em relação à comparação dos módulos das pressões com permanência de 0,1% e máximas com permanência de 99,9%, verifica-se que os módulos das pressões negativas mais intensas são maiores que os módulos das pressões máximas.

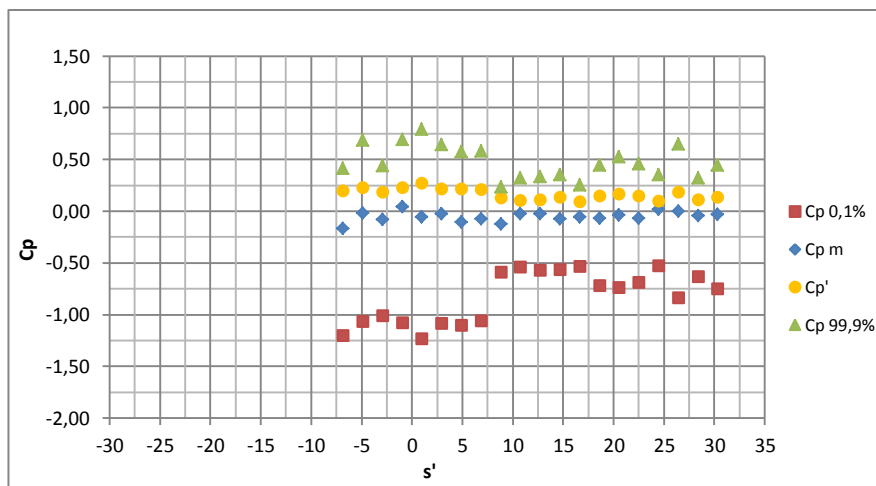


Figura 5.1 – Coeficientes de pressões médias, flutuantes e extremas (P0,1% e P99,9%) nos espelhos para a relação $d_c/h=1,68$ ($Fr^*=5,23$).

Na figura 5.2 constata-se que para a relação $d_c/h=2,66$ os módulos de C_p nos espelhos foram ligeiramente menores que para $d_c/h=1,68$. Poucas das pressões mínimas (0,1%) foram inferiores a -1,00 e as mais positivas (99,9%) não chegaram a 0,75.

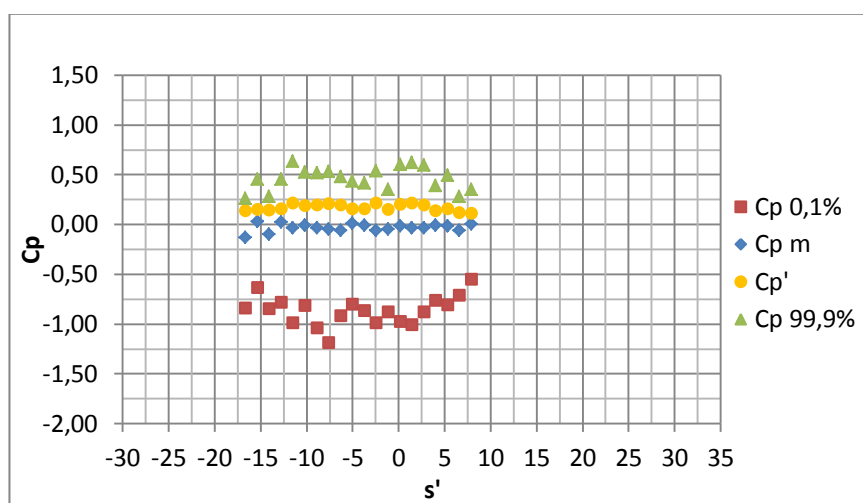


Figura 5.2 – Coeficiente de pressões médias, flutuantes e extremas (P0,1% e P99,9%) nos espelhos para a relação $d_c/h=2,66$ ($Fr^*=10,45$).

Os resultados para a maior vazão específica ensaiada ($d_c/h=3,49$) são apresentados na figura 5.3. Os valores máximos de C_p 99,9% variaram entre 0,25 e 0,60 e as pressões mínimas, analisadas a partir de C_p 0,1%, têm valores mínimos próximos a -0,75 no início da calha e chegam a -1,00 nos últimos pontos de medição. Esse comportamento de C_p 0,1% também foi verificado, por exemplo, para a relação $d_c/h=3,29$.

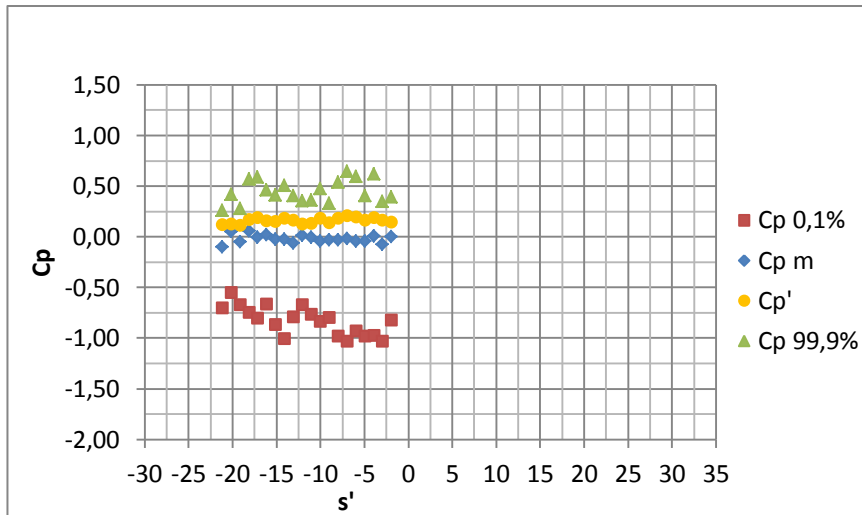


Figura 5.3 – Coeficientes de pressões médias, flutuantes e extremas (P0,1% e P99,9%) nos espelhos para a relação $d_c/h=3,49$ ($Fr^*=15,69$).

No gráfico das pressões médias nos espelhos (C_{pm}) (figura 5.4) pode ser observado que os valores são próximos a zero, oscilando entre -0,16 e 0,06. Percebe-se que os valores são negativos, porém não elevados em módulo, para a maioria dos pontos. Esses valores refletem o fato de que sobre os espelhos atuam esforços de tração e compressão de magnitudes relativamente semelhantes, sendo mais intensas as pressões negativas.

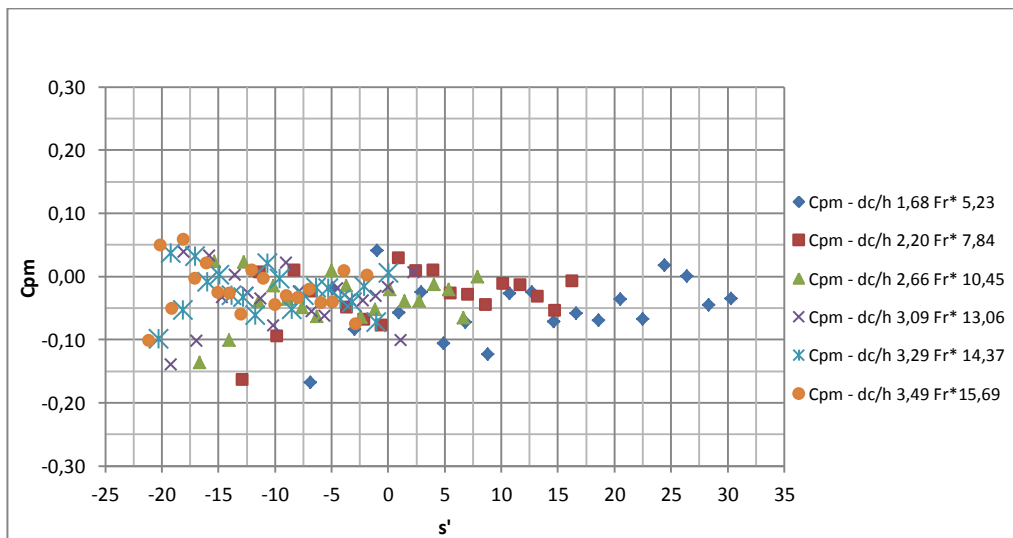


Figura 5.4 – Coeficientes de pressões médias nos espelhos para diferentes vazões.

Na figura 5.5 é possível verificar que o C_p' , que se refere às pressões flutuantes, teve maior semelhança com os modelos propostos por Amador (2005) e Gomes (2006) no trecho próximo ao ponto de início de aeração.

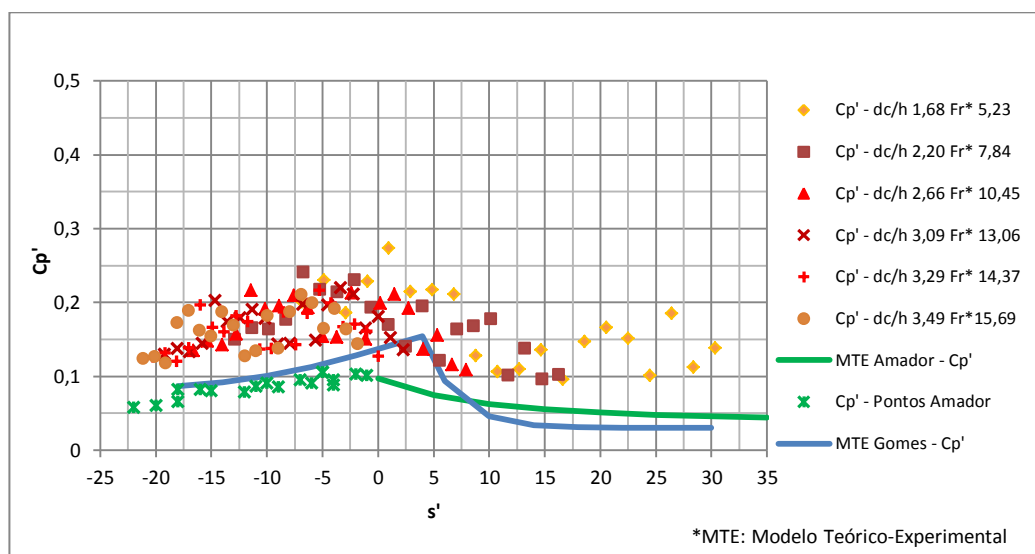


Figura 5.5 – Coeficiente de pressões flutuantes nos espelhos para diferentes vazões.

Com base nos gráficos de C_p para diferentes vazões, apresentados na figura 5.6, observa-se que os valores máximos de C_p 99,9% foram próximos a 0,75, ocorreram no trecho inicial da calha e tiveram significativas atenuações ao longo do escoamento. As pressões mínimas nos espelhos, representadas pelo C_p 0,1%, foram mais intensas no trecho não aerado do escoamento, com o valor mais extremo de -1,3 próximo a s' igual a 0 para uma relação d_c/h de 2,20. Para a maior vazão o C_p 0,1% mais intenso foi de -1,05 e verificado na posição s' igual a -14. Comparando com estudos anteriores, é verificada convergência com os resultados obtidos por Amador (2005) na grande maioria dos pontos, inclusive com diversas sobreposições. Em relação aos resultados de Gomes (2006), os valores coincidiram próximo ao ponto de início de aeração. Em outros trechos os resultados do presente estudo foram mais extremos, principalmente para as menores relações d_c/h . Percebe-se ainda a atenuação dos valores ao longo da calha.

No que diz respeito ao C_p 99,9%, os valores máximos para a maioria das vazões foram próximos a 0,7 e ocorreram próximos ao início da aeração. Os resultados foram mais próximos do MTE proposto por Gomes (2006), se comparadas as diferenças com as verificadas para as pressões mínimas, e coincidiram com esse modelo no trecho próximo ao início da aeração.

Quanto à comparação com os resultados para degraus de 6 centímetros de altura do primeiro experimento, observa-se que os resultados de C_p 99,9% são semelhantes nos dois experimentos deste estudo. Os registros de C_p 0,1% por sua vez têm diferenças significativas, apresentando valores mais extremos para o segundo experimento. Deve ser salientado que no segundo experimento os transdutores foram instalados mais próximos às extremidades superiores dos espelhos, numa posição relativa igual a 0,05 frente à posição 0,083 utilizada no primeiro experimento.

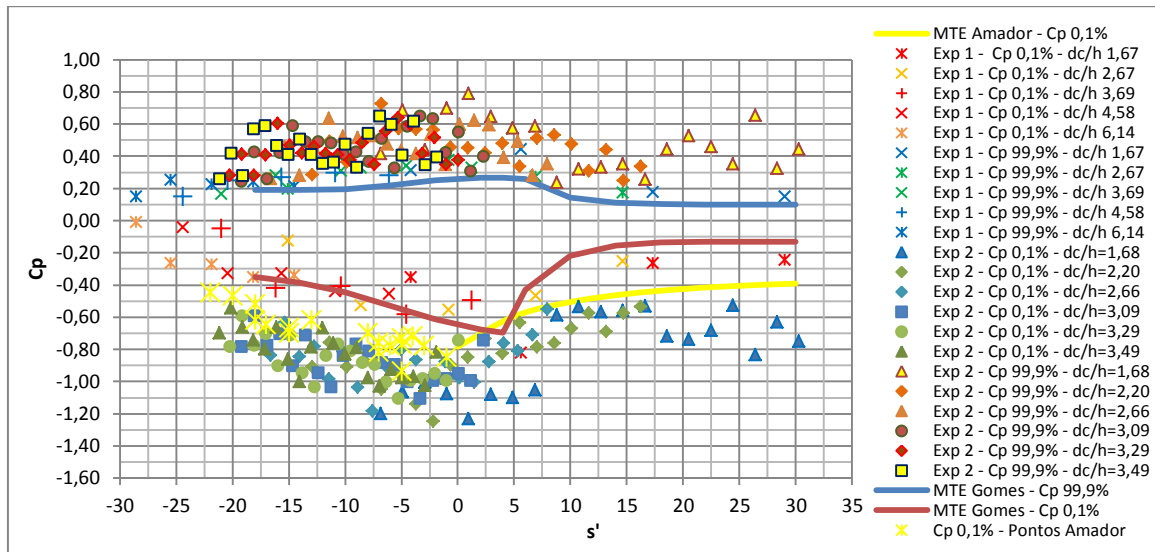


Figura 5.6 – Coeficiente de pressões extremas ($P_{0,1\%}$ e $P_{99,9\%}$) nos espelhos para diferentes vazões.

Na Figura 5.7 as pressões extremas são expostas com a adimensionalização alternativa $P/\gamma/d_c$. Observa-se que as pressões mínimas foram da ordem de 3 a $-4,5 P/\gamma/d_c$ para todas as vazões ensaiadas e que ocorreram no trecho de s' igual -7 a s' igual a 1 . Também verifica-se que as pressões máximas atingiram valores de 2 a $3 P/\gamma/d_c$, dependendo da vazão, e que seus maiores valores foram registrados no mesmo trecho das pressões mínimas.

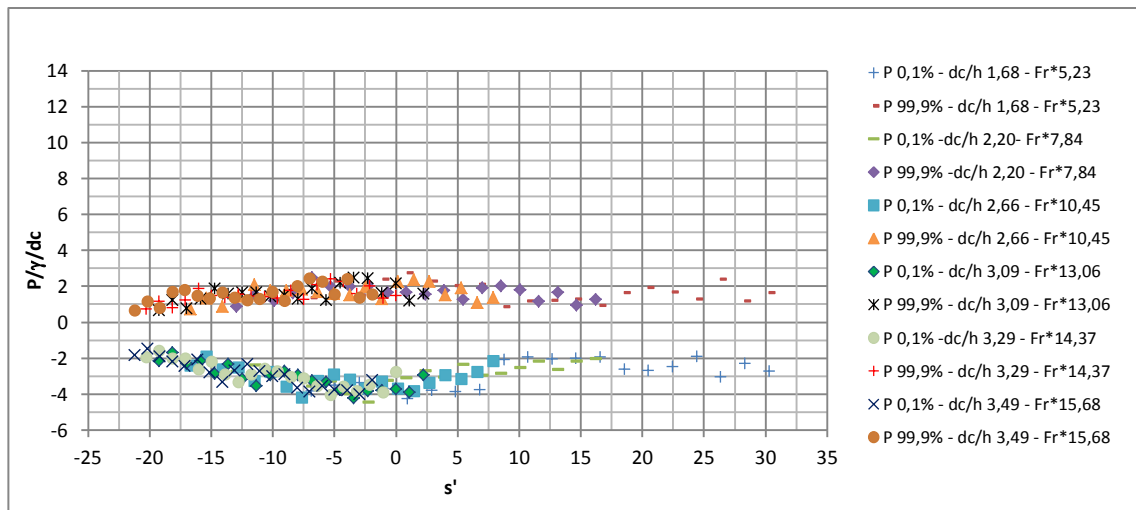


Figura 5.7 – Pressões extremas (P 0,1% e P 99,9%) nos espelhos para diferentes vazões.

5.1.1.1 Modelos de previsão de pressões nos espelhos

Com base nos resultados do segundo experimento foram desenvolvidos modelos de previsão de pressão para os patamares, espelhos e esforços resultantes. Os modelos foram gerados utilizando-se o programa Curve Expert Profissional® que a partir dos dados apresenta ajustes de equações de diversos tipos e indica estatísticas da correlação dessas. A partir dessas equações foram selecionadas as que apresentavam melhor representatividade para as diversas vazões e a partir disso foram ajustadas equações para os coeficientes em função de $\frac{dc}{h}$. As primeiras aproximações foram fornecidas pelo programa, mas a partir delas foram necessários diversos ajustes manuais para se obter as equações que são apresentadas a seguir.

Para a elaboração de modelos para a previsão de pressões nos espelhos, como os resultados foram mais próximos para as diferentes vazões, foi possível ajustar curvas únicas para as nuvens de dados, em função de s' e sem a variável $\frac{dc}{h}$.

Para o modelo de previsão de pressões mínimas (C_p 0,1%), exposto na figura 5.8, foi ajustado um polinômio de terceiro grau, equação 5.1, até a posição s' igual a 14. A partir desse ponto o valor pode ser considerado estabilizado em -0,55. Na figura 5.8 também estão expostas envoltórias em que foi acrescentado ou suprimido o percentual de 15% aos resultados calculados com o objetivo de avaliar-se a precisão do modelo. Percebe-se que o valor calculado somado do percentual de 15% contém a grande maioria dos dados medidos.

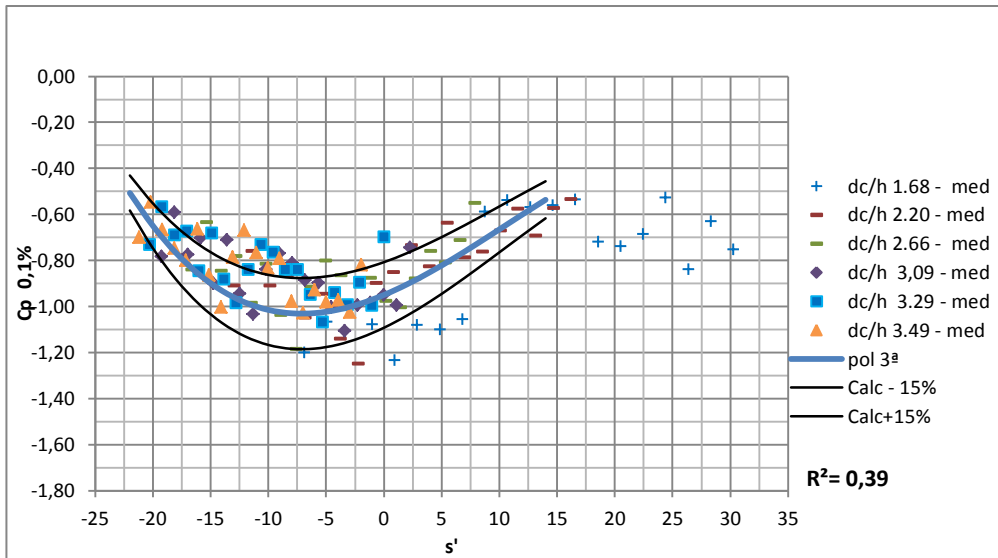


Figura 5.8 - Modelo de previsão de coeficiente de pressões mínimas ($P_{0,1\%}$) nos espelhos.

$$Cp_{0,1\%} = -3,5 \cdot 10^{-5} \cdot s'^3 + 1,1 \cdot 10^{-3} \cdot s'^2 + 2,1 \cdot 10^{-2} \cdot s' - 0,95 \quad (5.1)$$

$$-22 < s' < 14 \quad (5.2)$$

$$1,68 < \frac{dc}{h} < 3,49 \quad (5.3)$$

Na figura 5.9 os resultados da equação 5.1 são colocados na forma de carga de pressão (m.c.a.) e comparados com as medições na instalação experimental. É possível verificar-se a boa aderência do modelo aos dados coletados.

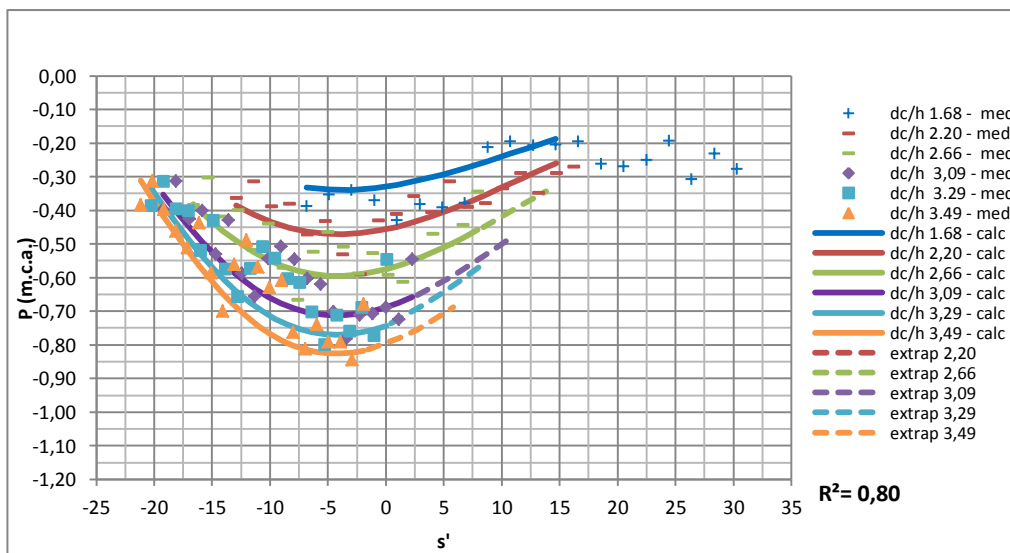


Figura 5.9 - Modelo de previsão de coeficiente de pressões mínimas ($P_{0,1\%}$) nos espelhos.

Na figura 5.10 é apresentado o modelo para a previsão das pressões máximas (99,9%) nos espelhos, que foi ajustado através de um polinômio de terceiro grau até a posição s' igual a 14 (equação 5.4). A partir desse ponto o C_p 99,9% pode ser considerado constante e igual a 0,40.

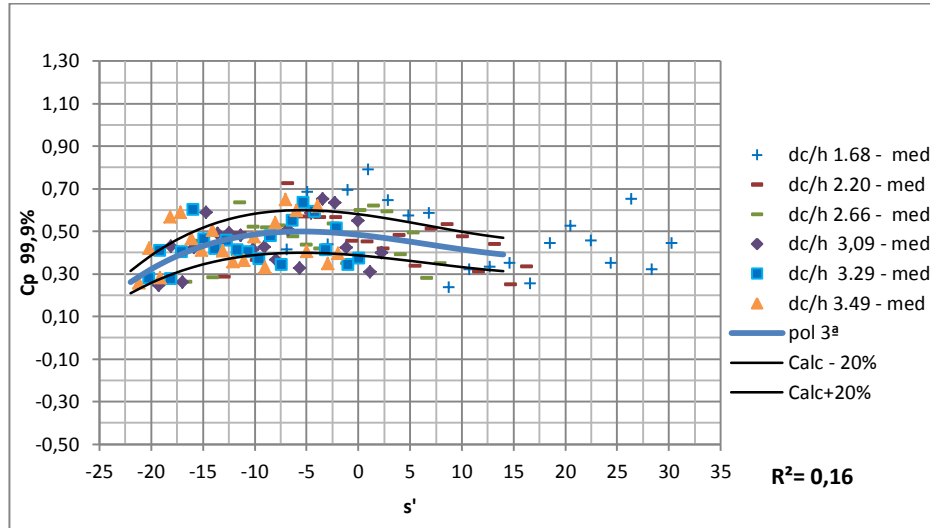


Figura 5.10 - Modelo de previsão de coeficiente de pressões máximas (P99,9%) nos espelhos.

$$C_p = -1,64 \cdot 10^{-5} \cdot s'^3 - 3,33 \cdot 10^{-4} \cdot s'^2 - 5,16 \cdot 10^{-3} \cdot s' + 0,484 \quad (5.4)$$

$$-22 < s' < 14 \quad (5.5)$$

$$1,68 < \frac{dc}{h} < 3,49 \quad (5.6)$$

A figura 5.11 apresenta a comparação das cargas de pressão máximas (99,9%) medidas nos espelhos (em m.c.a.) com resultados obtidos através da equação 5.4.

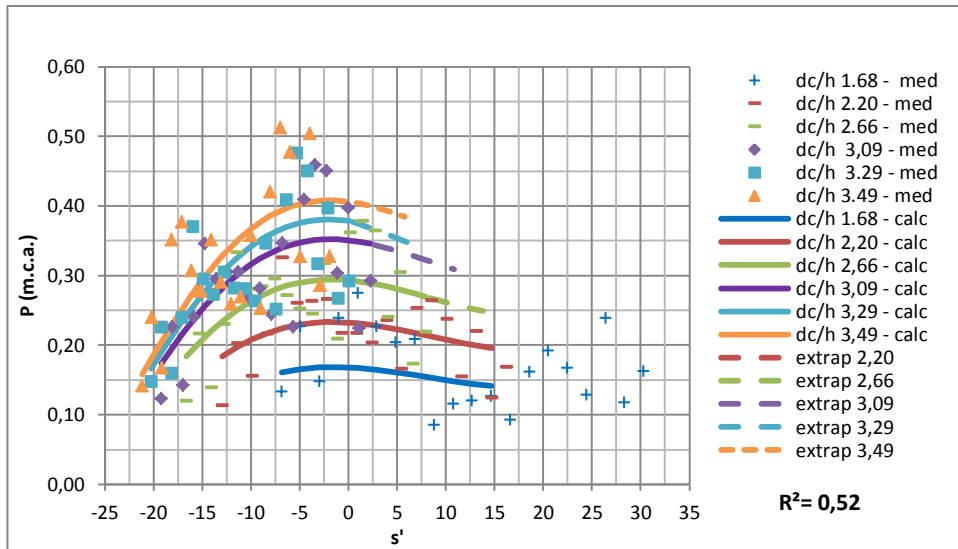


Figura 5.11 - Modelo de previsão de coeficiente de pressões máximas (P99,9%) nos espelhos.

Na figura 5.12 observa-se o modelo de previsão das pressões flutuantes nos espelhos, que também foi ajustado através de um polinômio de terceiro grau até a posição s' igual a 14 (equação 5.7). Desse ponto em diante o C_p' pode ser considerado 0,14.

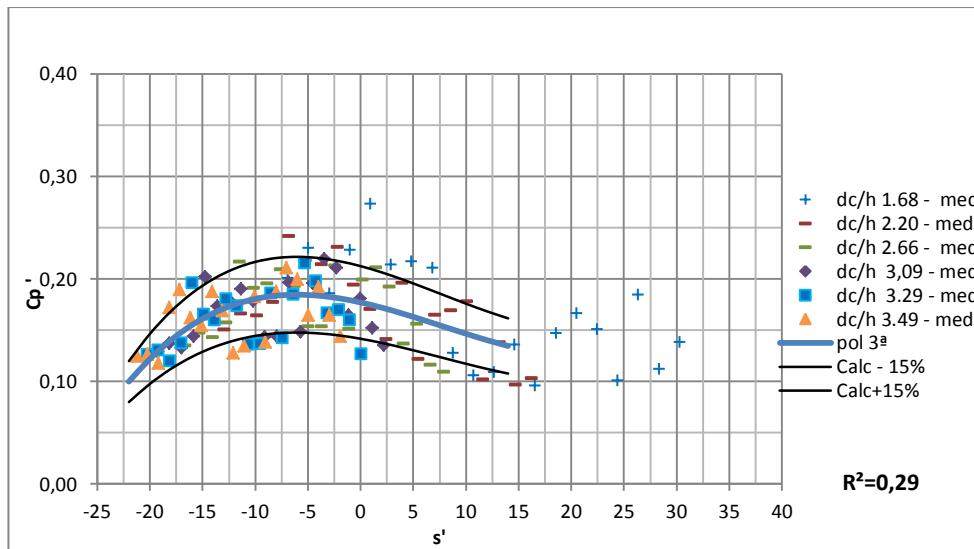


Figura 5.12 - Modelo de previsão do coeficiente de flutuação de pressão nos espelhos.

$$C_p' = 5,82 \cdot 10^{-6} \cdot s'^3 - 1,35 \cdot 10^{-4} \cdot s'^2 - 2,28 \cdot 10^{-3} \cdot s' + 0,177 \quad (5.7)$$

$$-22 < s' < 14 \quad (5.8)$$

$$1,68 < \frac{dc}{h} < 3,49 \quad (5.9)$$

5.1.2 Pressões atuantes nos patamares

As pressões extremas nos patamares foram estatisticamente tratadas da mesma forma que as pressões nos espelhos, ou seja, verificando-se os valores médios (C_{pm}), de desvio padrão (C_p') e extremos, com permanência de 0,1%, e 99,9%,.

Analisando-se na figura 5.13 os valores de C_p 99,9% para a menor vazão ensaiada, relação $d_c/h=1,68$ (Froude=5,23), observa-se que o máximo é de 3 e ocorre no final da calha. Os valores oscilam entre 2 e 3 ao longo de todos os degraus instrumentados. Em relação aos valores de C_p 0,1%, os valores oscilam entre -0,25 e -1,00 ao longo de toda a calha.

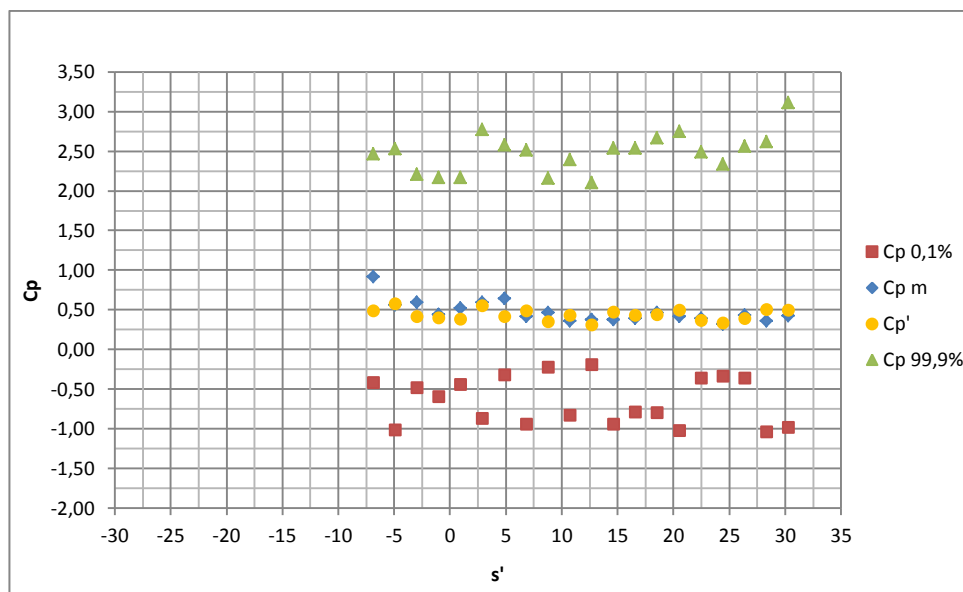


Figura 5.13 – Coeficiente de pressão média, flutuação e extrema (P 0,1% e P 99,9%) nos patamares para a relação $d_c/h=1,68$ ($Fr^*=5,23$).

Na figura 5.14 observa-se que quando a vazão é aumentada, passando a corresponder a uma relação $d_c/h=2,66$, os módulos de C_p diminuem. Os valores mínimos (0,1%) chegam a -0,75 e os máximos (99,9%) a 2,20.

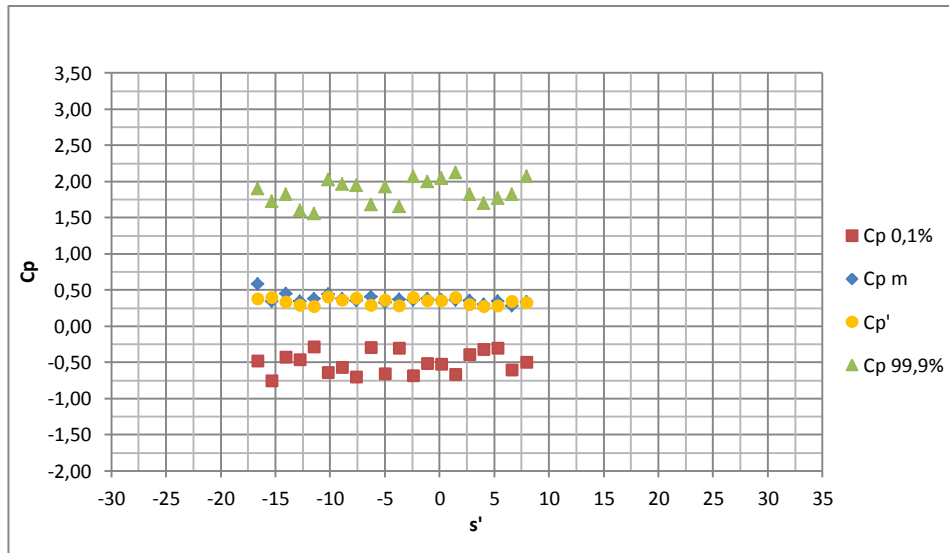


Figura 5.14 – Coeficiente de pressão média, flutuação e extrema (P 0,1% e P 99,9%) nos patamares para a relação $d_c/h=2,66$ ($Fr^*=10,65$).

Para a máxima vazão específica ensaiada ($0,3 \text{ m}^2/\text{s}$), que resulta em uma relação $d_c/h=3,49$, pode-se observar na figura 5.15 que os valores máximos de C_p 99,9% ficam compreendidos entre 1,25 e 1,80 ao longo de praticamente todo o trecho medido e um valor igual a 2 no último degrau instrumentado. As pressões mínimas, analisadas a partir de C_p 0,1%, têm valores entre 0,25 e 0,75, com uma tendência de os valores tornarem-se mais intensos até o último ponto medido.

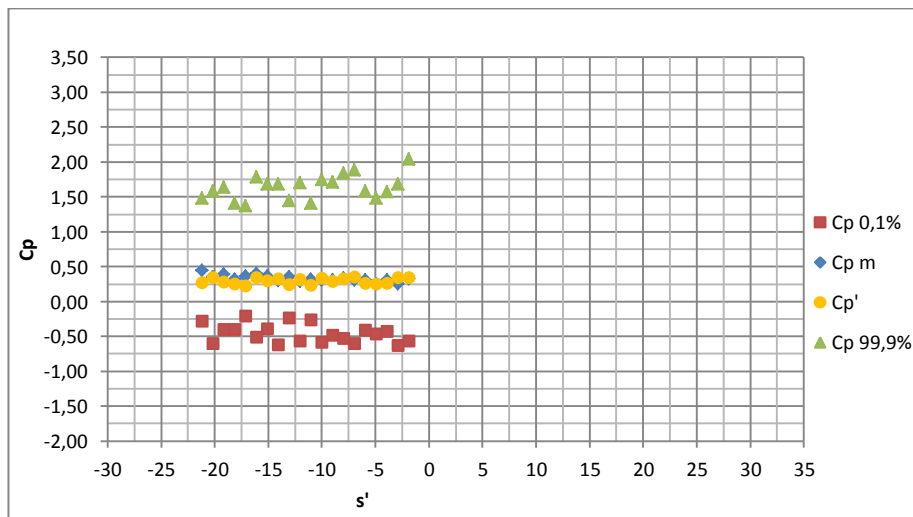


Figura 5.15 – Coeficiente de pressão média, flutuação e extrema (P0,1% e P99,9%) nos patamares para a relação $d_c/h=3,49$ ($Fr^*=15,69$).

Como pode ser percebido na figura 5.16 os valores de C_{pm} , relativos as pressões médias, são mais altos que os medidos por Amador (2005), mas existe a aderência de alguns resultados ao modelo proposto. Alguns fatores que podem explicar os C_{pm} mais altos do presente estudo são as posições de instalação dos transdutores, mais próximas às extremidades externas, e a questão de que no estudo de Amador (2005) os mesmos não foram instalados diretamente nas superfícies dos patamares, já que estavam posicionados em cavidades nos degraus e onde haviam volumes de água que amorteciam as flutuações de pressão. Cabe destacar que os valores para as maiores relações d_c/h do presente estudo foram significativamente mais próximos ao modelo que os medidos com as vazões mais baixas.

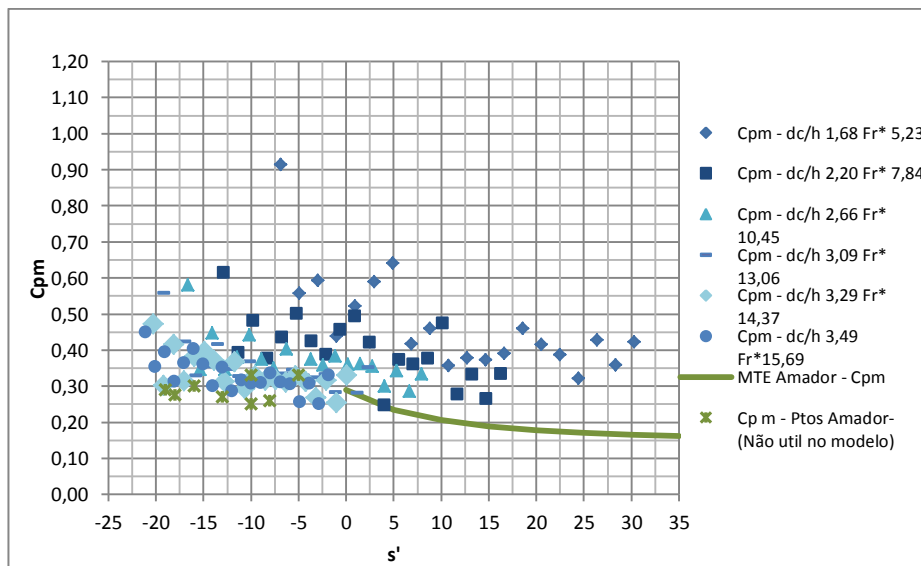


Figura 5.16 – Coeficientes de pressões médias nos patamares para diferentes vazões.

Quanto às pressões flutuantes, analisadas com base no C_p' , percebe-se na figura 5.17 que as variações são maiores no presente estudo, quando comparados com os resultados obtidos por Amador (2005), principalmente para as menores relações dc/h . Entre os fatores que contribuem para essas diferenças estão as particularidades de instalação dos transdutores de pressão nos patamares.

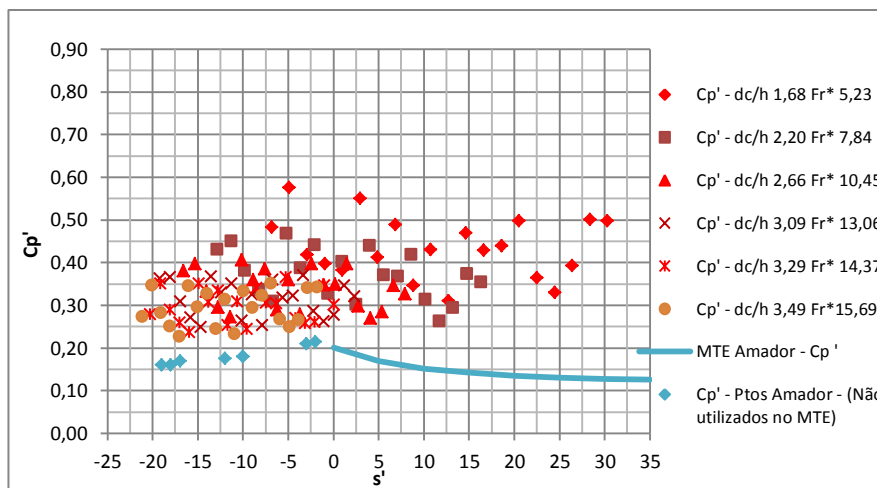


Figura 5.17 – Coeficiente de flutuação de pressão nos patamares para diferentes vazões.

Como observações gerais para as diversas vazões ensaiadas, cujos resultados são apresentados na figura 5.18, destaca-se que os valores máximos de C_p 99,9% foram da ordem de 2 a 3 e ocorreram no final da calha, percebendo-se que as menores vazões geraram maiores valores de C_p . Quanto ao C_p 0,1%, os mínimos também ocorreram no final da calha, com valores de -0,75 a -1,00.

Os gráficos dos C_p extremos para os patamares na figura 5.18 mostram que os valores de C_p mínimos (0,1%) permaneceram numa faixa de valores compatível com o MTE proposto por Gomes (2006) para as posições relativas (s') inferiores a 10. Entretanto, os valores não evoluíram da mesma forma ao longo da calha, que no MTE prevê um mínimo em (s') próximo a 5. Os valores mantiveram-se em faixas praticamente constantes até (s') igual a 10 e tendência a valores maiores, em módulo, a partir desse ponto, salientando que esse trecho corresponde a menores vazões, que geram C_p de módulo mais elevado. Comparando com o C_p 0,1% igual a -0,25 apresentado por Amador (2005), através de histograma para a posição s' igual a 0,95 e d_c/h 3,21, os resultados também são compatíveis para as relações d_c/h semelhantes.

Ainda sobre os valores de C_p 0,1% mais extremos verificados nos patamares, observa-se que para as relações d_c/h de 1,68 a 2,2 o mínimo foi de -1,0. Esses valores são mais extremos que os resultados de Gomes, que registrou um mínimo de -0,65 para essa faixa de relações d_c/h . Contudo, salienta-se que esse autor não apresentou resultados para posições a montante do início da aeração para essas relações d_c/h . Para a faixa superior de

vazões, d_c/h de 2,66 a 3,49 o C_p 0,1% mínimo foi igual a -0,75 e ocorreu na posição relativa s' igual a -15.

Comparando os resultados dos C_p 0,1% dos dois experimentos do presente estudo, constata-se que os valores são compatíveis, havendo a sobreposição de diversos pontos.

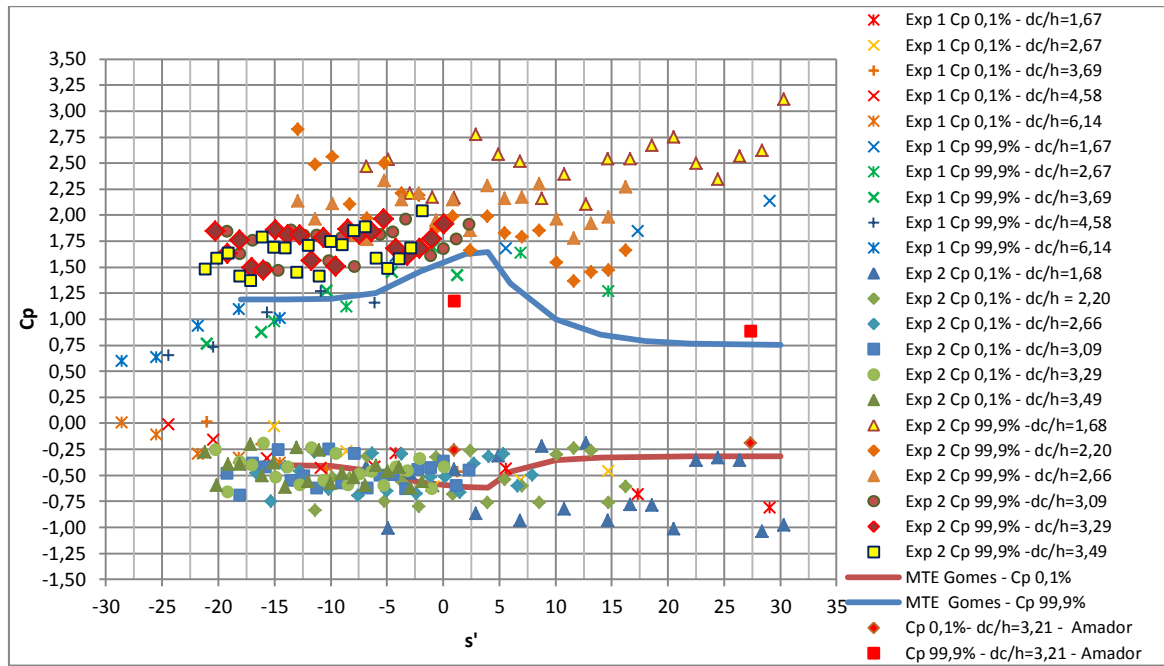


Figura 5.18 – Coeficiente de pressões extremas (P 0,1% e P 99,9%) nos patamares.

Comparando os resultados de C_p 99,9% nos patamares com os informados por Amador (2005), para as posições $s'=0,95$ e $s'=27$, verifica-se que os resultados do presente estudo são mais conservadores, uma vez que para d_c/h igual a 3,09 obteve-se um C_p máximo de 1,75 para a posição $s'=0,95$, enquanto que Amador (2005) registrou um valor próximo a 1,25. Na posição s' igual 27 a diferença é ainda maior, mas deve ser observado que o resultado para essa posição foi obtido com d_c/h igual a 1,68 e que Amador (2005) apresentou o histograma para d_c/h igual a 3,09. Destaca-se também que os transdutores foram instalados em posições mais externas dos patamares (y/l igual a 0,07) que os ensaiados por Amador (2005), que foram posicionados em y/l igual a 0,14, o que pode ter influência significativa nas medições das pressões extremas, já que é consenso na bibliografia que essas são maiores nos trechos mais externos dos patamares.

Também há grande diferença entre os resultados dos dois experimentos uma vez que os valores do segundo experimento são muito superiores em diversos pontos. Parte

da diferença pode ser explicada pela diferença da posição de instalação dos transdutores, que no primeiro experimento estavam na posição relativa 0,083 e no segundo 0,063, portanto, mais próximo à extremidade, onde é consenso que as pressões são mais extremas.

Existem diferenças entre as frequências de aquisição dos resultados dos ensaios. A utilizada no presente estudo foi maior (128 Hz), enquanto que Gomes (2006) obteve os dados com 50 Hz e Amador (2005) com 100 Hz. Além disso, o tempo de aquisição foi significativamente maior (11 minutos) em comparação ao utilizado por Gomes (2006) (3 minutos). Para verificar a influência esses fatores poderiam ter sobre os resultados, a título de comparação, tornando a frequência de aquisição equivalente a 64 Hz. Para isso eliminou-se os resultados a cada duas linhas da tabela de dados brutos. Em seguida foram desconsiderados os dados obtidos a partir do terceiro minuto. Na Tabela 5.1 são comparadas as estatísticas dessa seleção de dados com as estatísticas dos dados adquiridos a 128 Hz e 15 minutos e constata-se que não existem diferenças que possam justificar divergências entre os resultados dos estudos comparados.

dc/h	Estatística	Fator variado	Diferença		
			Média	Min	Max
1.68	Patamares 99,9%	Frequência	-0.05%	-2.5%	2.0%
		Tempo	-0.36%	-3.7%	4.5%
		Combinados*	-1.3%	-5.8%	2.4%
	Espelhos 0,1%	Frequência	-0.3%	-4.3%	2.0%
		Tempo	0.5%	-4.8%	4.2%
		Combinados*	0.7%	-7.1%	4.6%
2.66	Patamares 99,9%	Frequência	-0.02%	-1.4%	2.4%
		Tempo	-1.21%	-4.5%	2.7%
		Combinados*	-1.1%	-5.2%	4.7%
	Espelhos 0,1%	Frequência	0.1%	-4.0%	5.3%
		Tempo	-0.1%	-4.3%	4.8%
		Combinados*	0.4%	-5.5%	8.8%
3.49	Patamares 99,9%	Frequência	-7.3%	-9.5%	-4.6%
		Tempo	0.6%	-3.7%	6.9%
		Combinados*	-6.9%	-12.0%	-3.0%
	Espelhos 0,1%	Frequência	-0.6%	-4.0%	1.3%
		Tempo	-1.5%	-10.3%	6.9%
		Combinados*	-1.8%	-8.4%	7.6%

*Combinados os efeitos das reduções de tempo e frequência

Tabela 5.1 – Variação dos tempos e frequências de aquisição de dados.

Deve ser salientada a grande diferença entre o número de pontos em que foram adquiridos os dados no presente estudo em relação aos anteriores. Os dados foram coletados em 20 degraus instrumentados, enquanto que Gomes (2006), por exemplo, realizou medições em 6 degraus. No momento em que se têm mais degraus instrumentados é mais provável que sejam medidos esforços mais extremos que são menos frequentes. Isso foi possível porque atualmente têm-se computadores com capacidades de processamento muito maiores, que permitem trabalhar com a grande quantidade de dados que esse maior número de transdutores gera.

A seguir são apresentadas as pressões extremas adimensionalizadas na forma $P/\gamma/d_c$. O gráfico apresentado na figura 5.19 evidencia que os valores máximos de $P_{99,9\%}$ foram de 7 a 12 $P/\gamma/d_c$, dependendo da vazão, sendo observada uma tendência de menores relações $P/\gamma/d_c$ para as maiores vazões. Também podem ser percebidas tendências crescentes das pressões máximas ao longo da calha para as diversas vazões ensaiadas. As pressões mínimas ($P_{0,1\%}$) mantiveram valores constantes em cada vazão ensaiada, assumindo valores de relação $P/\gamma/d_c$ entre -2 e -4, percebendo-se novamente que as vazões mais elevadas geraram menores valores adimensionais $P/\gamma/d_c$ em módulo.

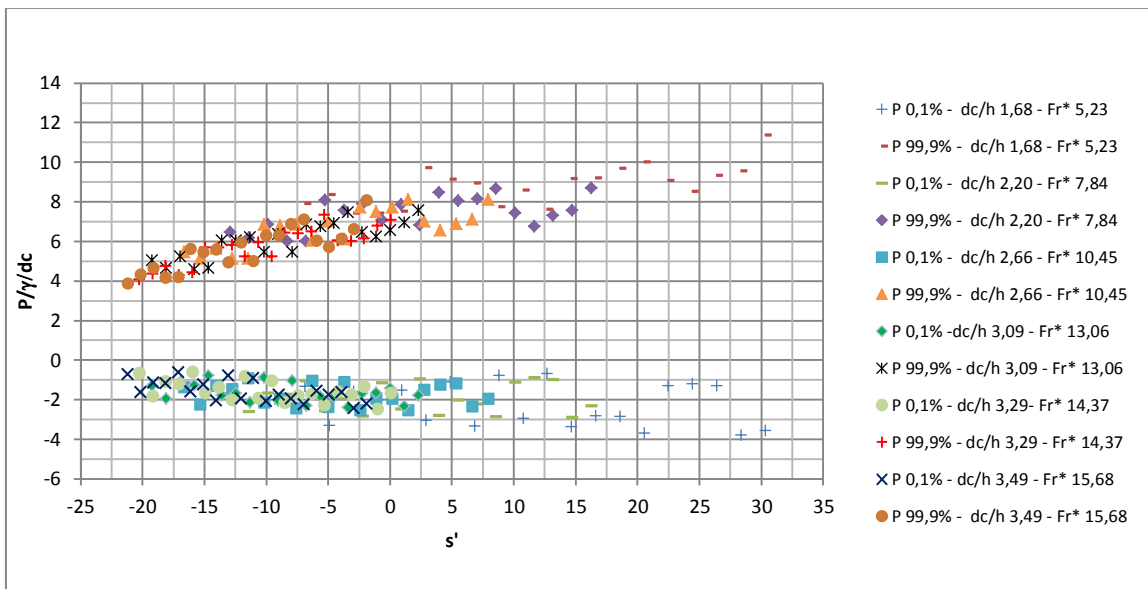


Figura 5.19 – Pressões extremas ($P_{0,1\%}$ e $P_{99,9\%}$) nos patamares para diferentes vazões.

5.1.2.1 Modelos de previsão de pressões para os patamares

Como descrito no item sobre os modelos de previsão de pressões para os espelhos, os modelos foram gerados utilizando-se o programa Curve Expert Professional® utilizando-se os dados do segundo experimento.

Para os dados de pressões médias nos patamares, as curvas que melhor se ajustaram aos pontos foram do tipo logística, com os coeficientes ajustados por equações do tipo exponencial modificada (equação 5.10). Na figura 5.20 os resultados são apresentados com a extrapolação em 40% além do trecho instrumentado, exceto para a menor relação d_c/h , que já possuía resultados até s' igual a 30.

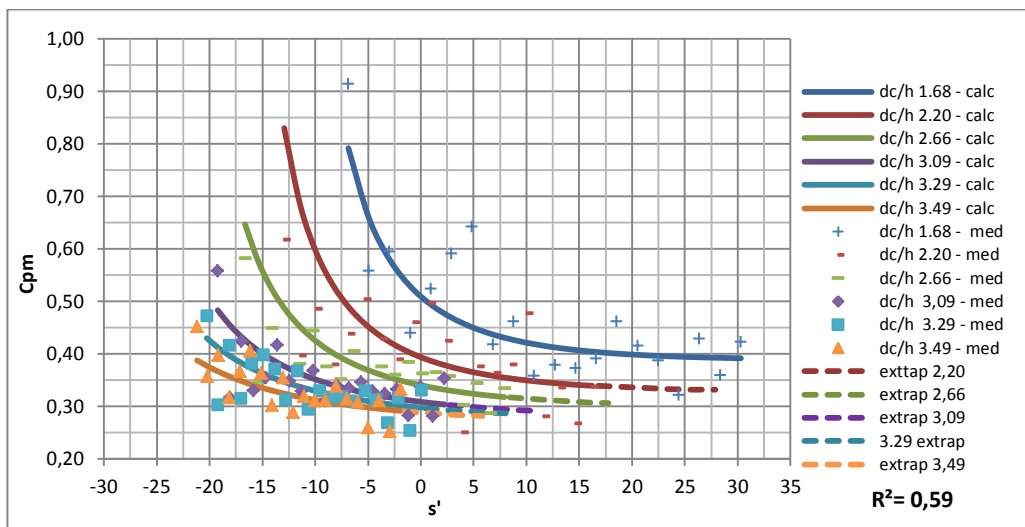


Figura 5.20 – Modelo para a previsão dos valores do coeficiente de pressões médias nos patamares.

$$C_{pm} = \frac{0,1797 \cdot e^{1,221 \frac{dc}{h}}}{1 - 0,529 \cdot e^{-0,534 \frac{dc}{h} - (0,186 - 0,034 \frac{dc}{h}) \cdot s'}}$$
 (5.10)

A validade do modelo restringe-se a trechos s' , diferentes para cada relação $\frac{dc}{h}$, e é expressa através da inequação 5.11. Propõe-se que as equações sejam aplicadas para a faixa de relações $\frac{dc}{h}$ para qual foram realizados os ensaios. Essa limitação está explícita na inequação 5.12.

$$5 - 7,746 \cdot \frac{dc}{h} < s' < 57,06 - 14,72 \cdot \frac{dc}{h}$$
 (5.11)

$$1,68 \leq \frac{dc}{h} \leq 3,49$$
 (5.12)

Com relação à previsão de pressões flutuantes nos patamares, conforme apresentado na figura 5.21 os melhores ajustes obtidos foram retas (equação 5.13) em que o coeficiente angular é um polinômio de terceiro grau função de d_c/h .

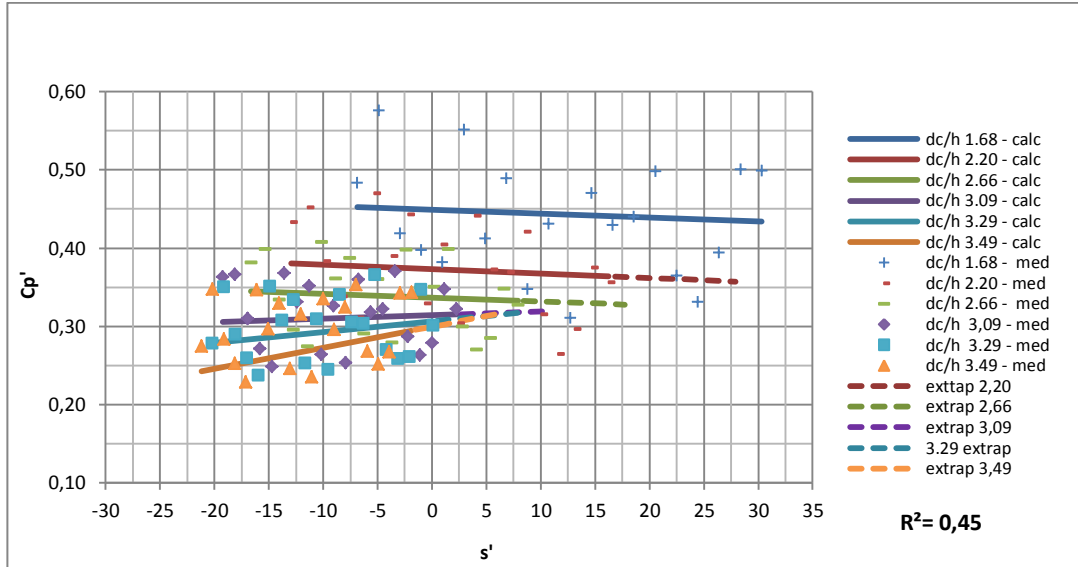


Figura 5.21 – Modelo para a previsão dos valores do coeficiente de pressão flutuante nos patamares.

$$Cp' = 0,2057 \cdot e^{1,31 \frac{dc}{h}} + \left(-0,0129 + 0,0183 \cdot \frac{dc}{h} - 0,00885 \cdot \left(\frac{dc}{h} \right)^2 + 0,0014 \cdot \left(\frac{dc}{h} \right)^3 \right) \cdot s' \quad (5.13)$$

$$5 - 7,746 \cdot \frac{dc}{h} < s' < 57,06 - 14,72 \cdot \frac{dc}{h} \quad (5.14)$$

$$1,68 \leq \frac{dc}{h} \leq 3,49 \quad (5.15)$$

Na figura 5.22 são comparados os resultados da equação na forma de carga de pressão (m.c.a.) com os dados do experimento, mostrando boa correlação entre ambos.

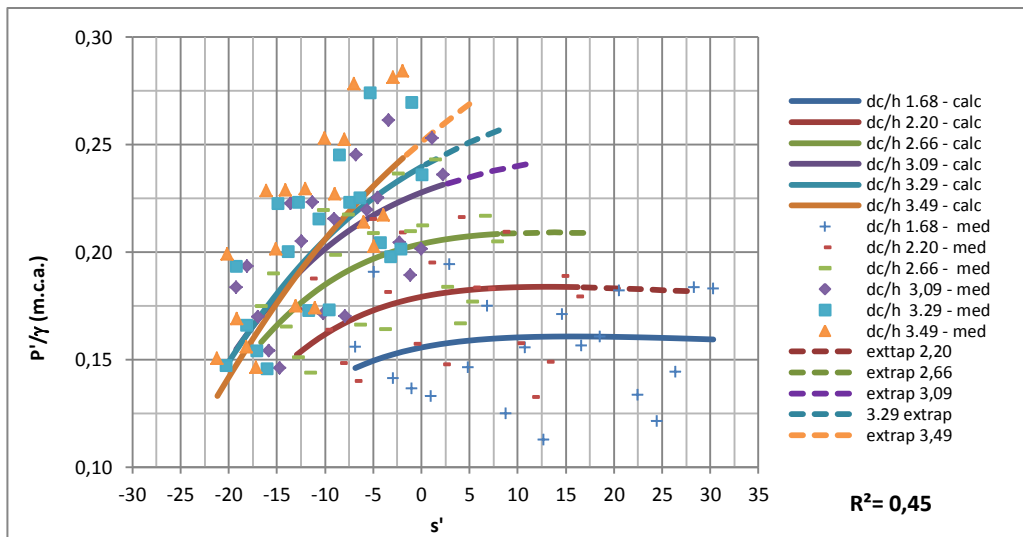


Figura 5.22 – Modelo para a previsão de flutuações de pressões nos patamares.

Para o ajuste aos dados das pressões máximas nos patamares, apresentado na figura 5.23, foi necessário utilizar equações diferentes para o trecho até s' igual a 5, para o qual foram ajustadas retas, e do tipo recíproco quadrático a partir desse ponto devido à estabilização das pressões.

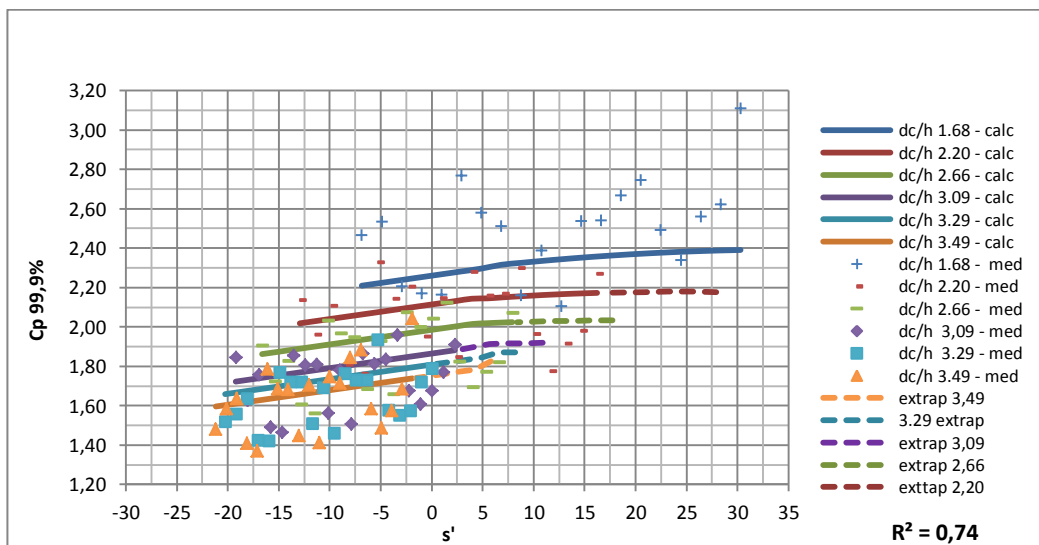


Figura 5.23 – Modelo para a previsão do coeficiente de pressão máxima ($P_{99,9\%}$) nos patamares.

Primeiro trecho (até s' igual a 5)

$$Cp_{99,9\%} = 2,73 - 0,28 \cdot \frac{dc}{h} + 0,0074 \cdot s' \quad (5.16)$$

Segundo trecho (a partir de s' igual a 5)

$$Cp_{99,9\%} = \frac{1}{0,337 + 0,061 \cdot \left(\frac{dc}{h}\right) + \left(-0,0018 + 0,00035 \cdot \left(\frac{dc}{h}\right)\right) \cdot s' + \left(0,000002 + 0,000009 \cdot \left(\frac{dc}{h}\right)\right) \cdot s'^2} \quad (5.17)$$

$$5 - 7,746 \cdot \frac{dc}{h} < s' < 57,06 - 14,72 \cdot \frac{dc}{h} \quad (5.18)$$

$$1,68 \leq \frac{dc}{h} \leq 3,49 \quad (5.19)$$

Na figura 5.24 é apresentada a comparação dos resultados das equações com os dados medidos na forma de pressão (m.c.a.).

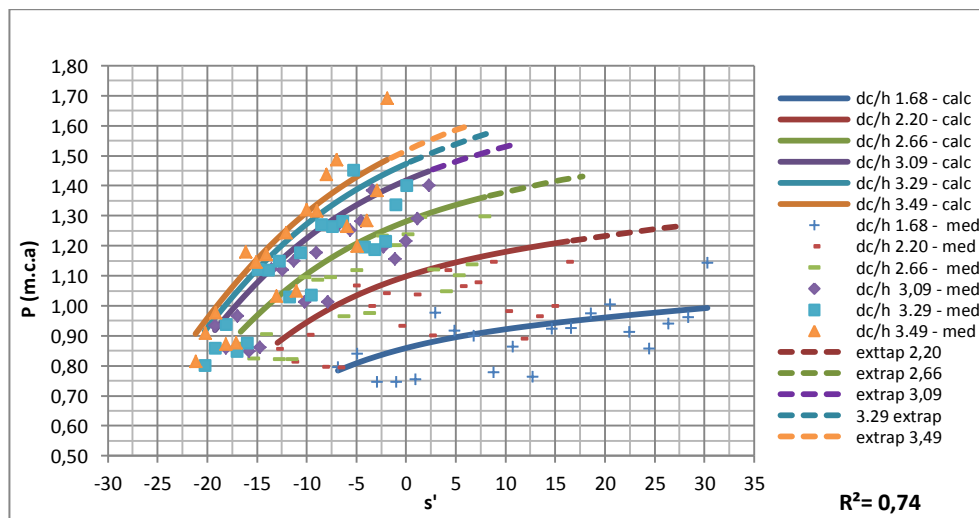


Figura 5.24 – Modelo para a previsão do coeficiente de pressão máxima (P 99,9%) nos patamares.

5.1.3 Esforços resultantes

No presente estudo também foram consideradas as combinações dos esforços que atuam sobre os patamares com os exercidos sobre os espelhos. Esses esforços foram denominados resultantes. Tem-se especial interesse nessa combinação de esforços quando ocorrem simultaneamente compressão sobre o patamar e sucção no espelho, pois o

resultante nessa direção pode gerar arrancamento no degrau. Na figura 5.25 está demonstrado como foi considerada a combinação desses esforços, que foi calculada a para cada instante, e atribuído o sinal ao esforço resultante.

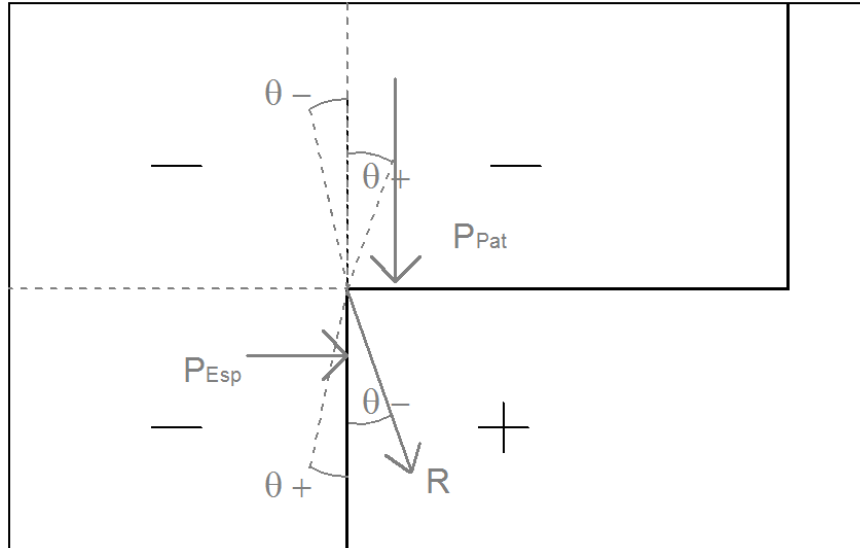


Figura 5.25 – Determinação dos esforços resultantes.

Comparando-se as pressões nos espelhos com os presentes nos patamares dos degraus, percebe-se uma significativa diferença nos seus módulos. Verifica-se que os módulos dos esforços atuantes nos patamares (até 1,2 m.c.a) são significativamente superiores aos que atuam nos espelhos (até -0,45 m.c.a). Essa diferença de intensidades, também observada por Amador et al (2009) repercute diretamente nos esforços resultantes, que passam a ter seus valores prioritariamente influenciados pelas pressões nos patamares. Nos gráficos a seguir são apresentados os valores adimensionalizados dos esforços resultantes para diferentes vazões.

De maneira análoga às adimensionalizações das pressões os esforços resultantes foram adimensionalizados na forma de coeficientes \$C_r\$ através da equação 5.20:

$$C_r = \frac{R/\gamma}{v_m^2/2.g} \quad (5.20)$$

Analisando-se \$C_r\$ para a relação \$d_c/h\$ 1,68, na figura 5.26 observa-se que os valores mais negativos apareceram nos últimos degraus, tendo os primeiros valores próximos a -2,5 e em seguida apresentando um comportamento ondulatório tendendo a

valores menores. Com relação ao $C_{r99,9\%}$, percebe-se que os valores máximos são próximos a 2,5 e ocorrem em diversos pontos da calha.

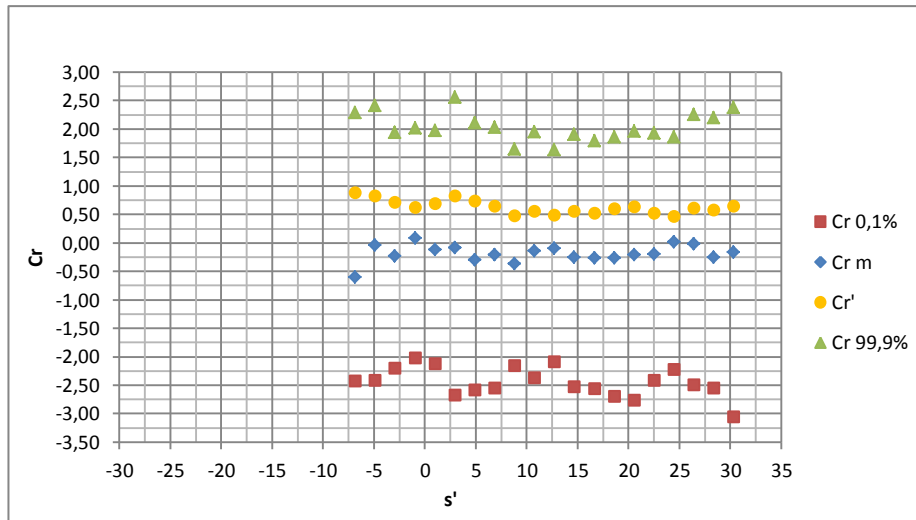


Figura 5.26 - Esforços resultantes para a relação $d_c/h=1,68$ ($Fr^*=5,23$).

Na figura 5.27 constata-se que para a relação d_c/h 2,66 houve reduções significativas nos módulos de C_r , uma vez que os $C_{r0,1\%}$ atingiram mínimos próximos a -2,25 enquanto que os máximos (C_r 99,9%) foram pouco superiores a 1,75.

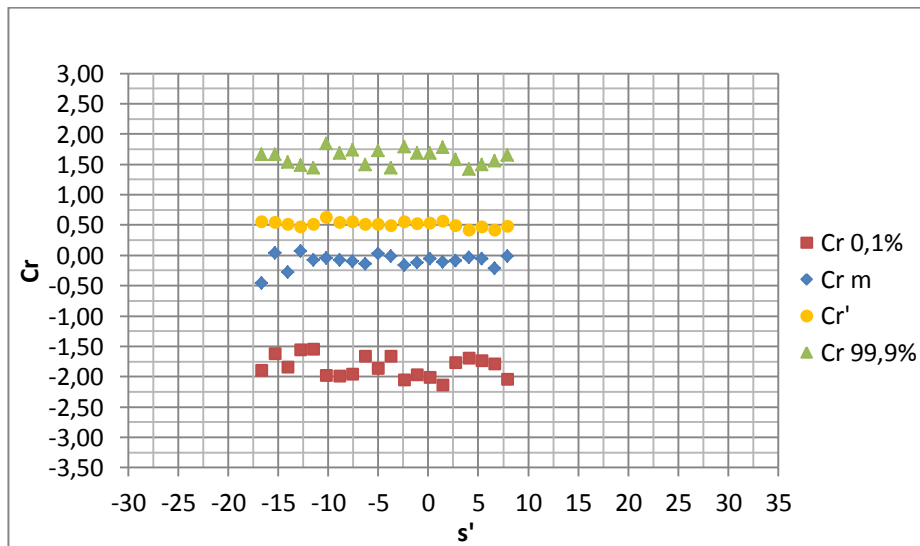


Figura 5.27 - Esforços resultantes para a relação $d_c/h=2,66$ ($Fr^*=10,45$).

Para a maior vazão ensaiada ($d_c/h=3,49$) observa-se na figura 5.28 que para os esforços resultantes negativos, analisados a partir de $C_{r0,1\%}$, os valores oscilam entre -

2,0 e -1,3, sendo que os mais intensos ocorrem nos últimos degraus instrumentados. Os valores máximos de C_r 99,9% são próximos 1,75 em diversos pontos da calha.

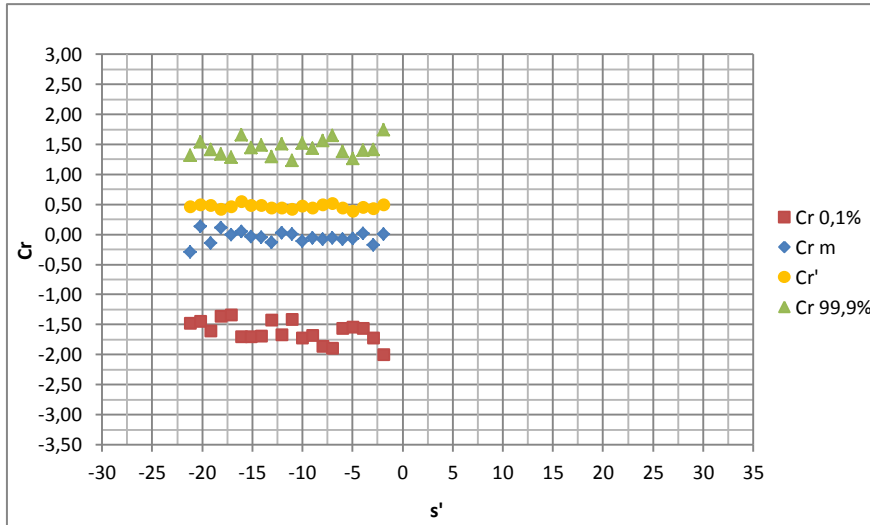


Figura 5.28 - Esforços resultantes para a relação $dc/h=3,49$ ($Fr^*=15,68$).

No gráfico dos esforços resultantes médios, apresentado na figura 5.29, observa-se que os valores de C_{pm} oscilaram entre -0,60 e 0,10 e a maioria dos registros é negativa. Esse comportamento é reflexo das maiores frequências de valores positivos para os esforços nos patamares e negativos para os espelhos, que quando combinados produzem esforços resultantes negativos.

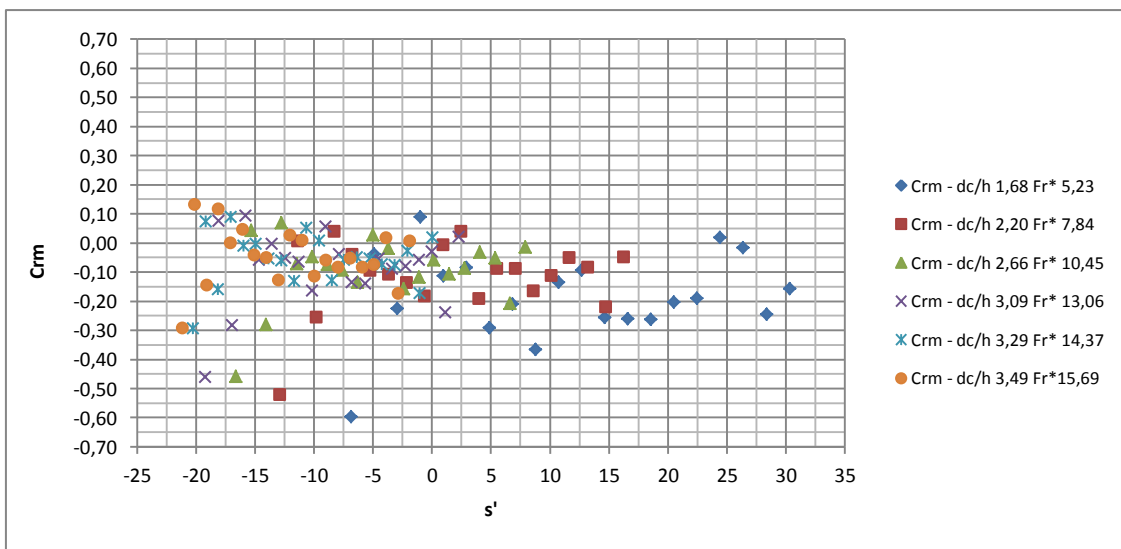


Figura 5.29 - Esforços resultantes médios para diferentes vazões.

Quanto à flutuação dos esforços resultantes, exposta na figura 5.30, o que se verifica mais uma vez é que os valores de C_r' são maiores para as menores vazões ensaiadas e que têm tendências de atenuação ao longo da calha.

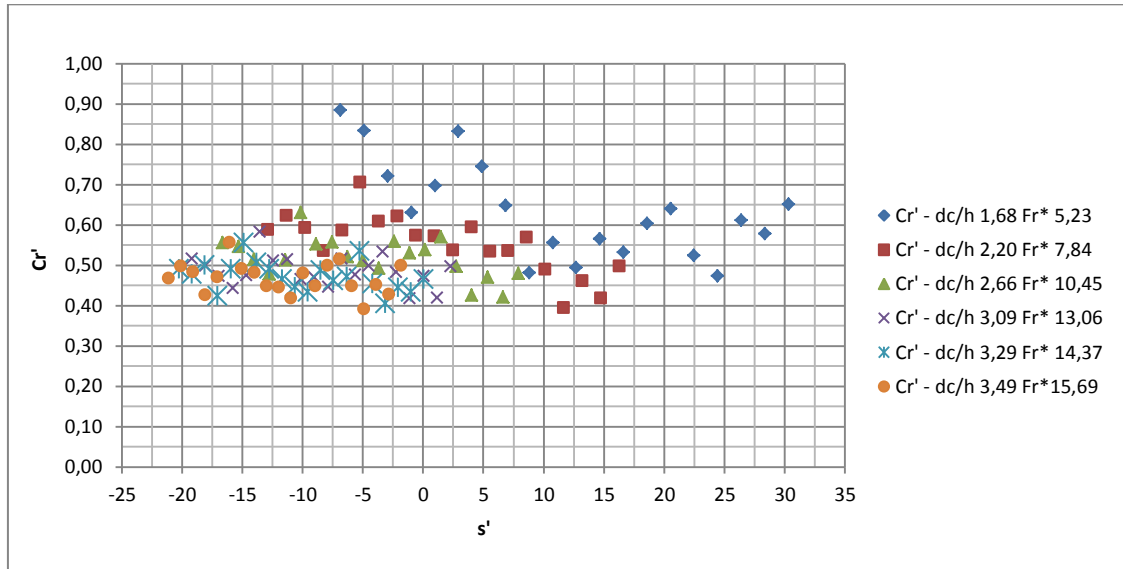


Figura 5.30 - Flutuação dos esforços resultantes para diferentes vazões.

Para as diversas vazões ensaiadas, observa-se na figura 5.31 que os valores de $C_{r99,9\%}$ foram maiores no final da calha, atingindo valores entre 1,5 e 2,5, dependendo da vazão. Os valores iniciaram entre 1,3 e 2,0 e aumentaram gradativamente até o último trecho medido. Percebe-se que as menores vazões resultaram em maiores valores de $C_{r99,9\%}$.

Dependendo da vazão o $C_{r0,1\%}$ mínimo variou entre -3,0 e -2,0, sendo que os valores mais extremos foram verificados para as menores vazões, observando-se também que em todos os ensaios os valores foram maiores, em módulo, no final da calha.

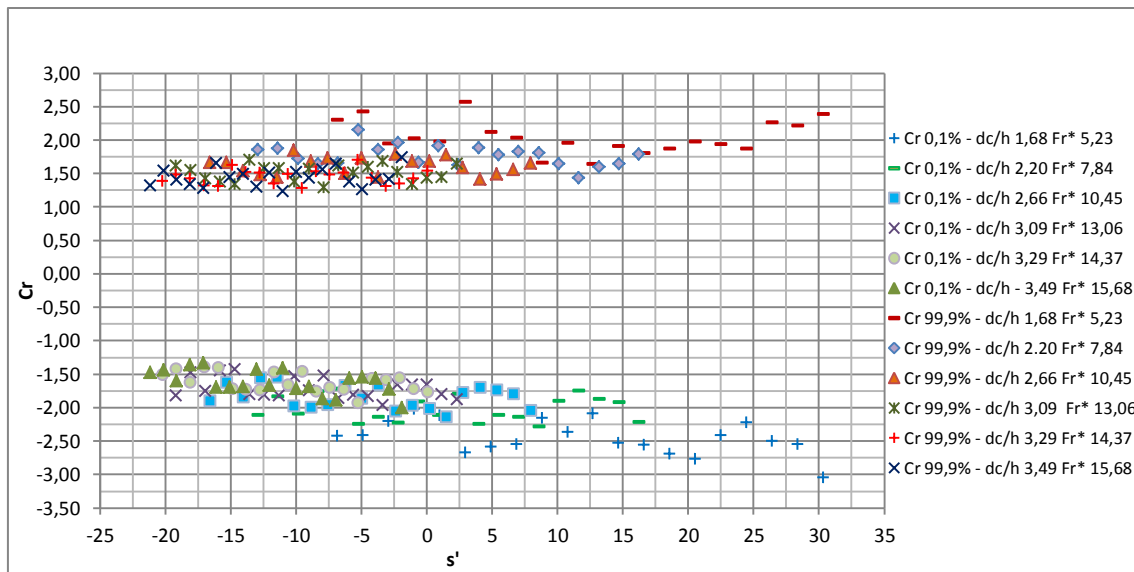


Figura 5.31 - Esforços resultantes extremos (P0,1% e P99,9%) para diferentes vazões.

A evolução dos esforços resultantes positivos se assemelha muito a dos patamares, fato esse previsível, pois os esforços positivos nos espelhos têm pouca variação e intensidade. Além disso, os esforços resultantes são determinados pela combinação de esforços positivos nos espelhos e nos patamares, pois é improvável a ocorrência de uma combinação de esforços negativos nos espelhos e patamares de grande intensidade.

O resumo dos esforços resultantes adimensionalizados alternativamente na forma $R/\gamma/d_c$ pode ser visualizado na figura 5.32. Nesse gráfico fica evidente que esforços resultantes máximos (99,9%) têm tendência crescente ao longo da calha para todas as vazões ensaiadas. Também é possível visualizar que para as relações d_c/h entre 2,66 e 3,49 os valores no ponto mais solicitado da calha mantém-se entre 5 e 7 e que para a vazão mínima ensaiada (d_c/h 1,68) o esforço resultante máximo (99,9%) chega a 9. Quanto aos esforços resultantes mínimos (0,1%), é possível identificar comportamentos semelhantes aos dos máximos, ou seja, os módulos dos esforços aumentam ao longo da calha para todas as vazões, atingindo valores adimensionais de até -9 para as relações d_c/h iguais ou superiores a 2,20, e com o valor mínimo (-11) sendo verificado para a relação d_c/h 1,68.

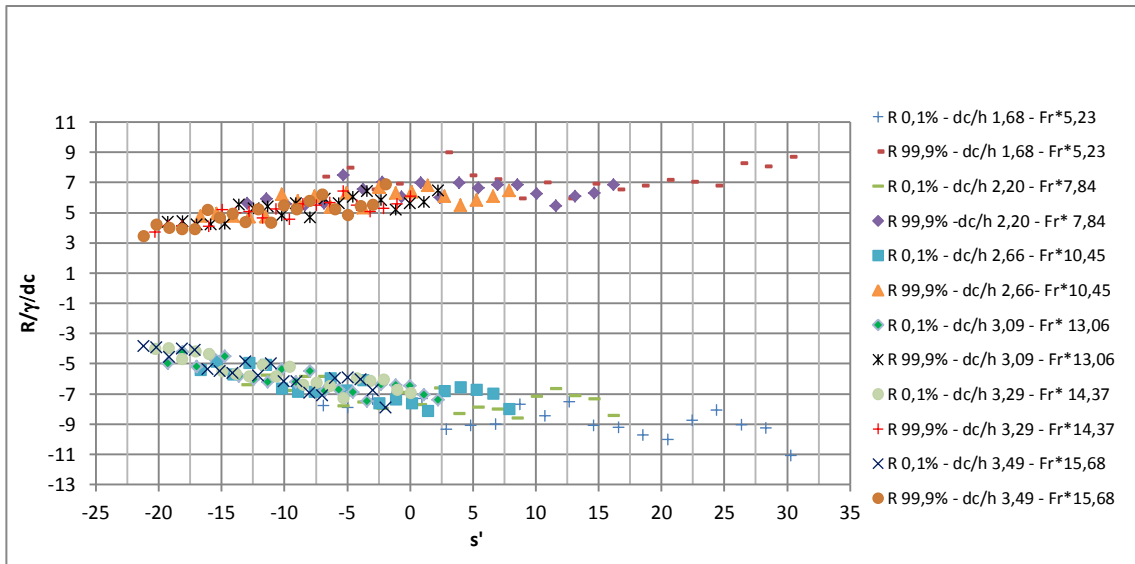


Figura 5.32 – Esforços resultantes extremos (P 0,1% e P 99,9%) para diferentes vazões.

5.1.3.1 Modelos de previsão de esforços resultantes

O presente trabalho também propõe modelos de previsão para os esforços resultantes utilizando a mesma metodologia adotada para os patamares e espelhos.

Para a previsão dos esforços resultantes mais negativos (C_r 0,1%) observa-se na figura 5.33 que foram ajustadas retas. Na equação 5.21 os coeficientes angulares são determinados por um polinômio de terceiro grau.

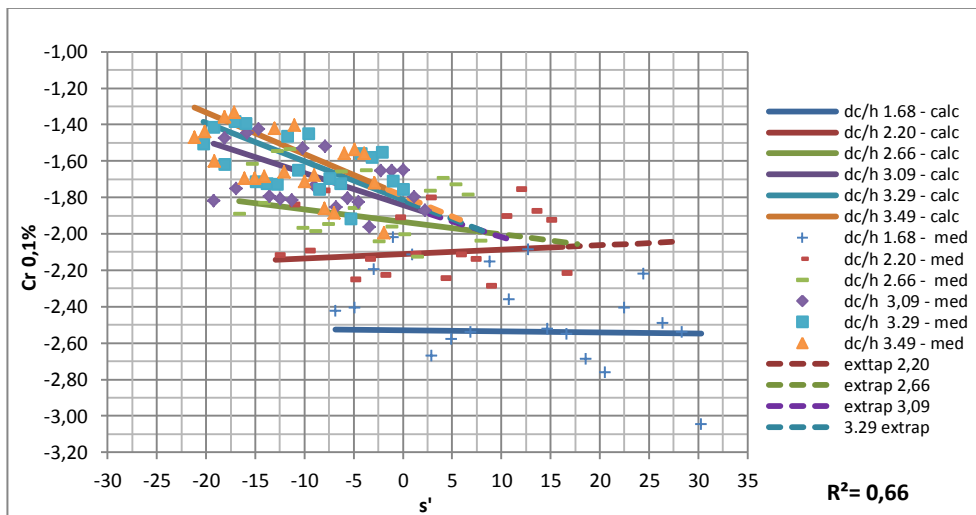


Figura 5.33 - Modelo de previsão de esforços resultantes mínimos (P0,1%).

$$Cr_{0,1\%} = -0,95 \cdot e^{1,54 \frac{dc}{h}} + \left(-0,254 + 0,3168 \cdot \frac{dc}{h} - 0,1238 \cdot \left(\frac{dc}{h} \right)^2 + 0,0149 \cdot \left(\frac{dc}{h} \right)^3 \right) \cdot s' \quad (5.21)$$

$$5 - 7,746 \cdot \frac{dc}{h} < s' < 57,06 - 14,72 \cdot \frac{dc}{h} \quad (5.22)$$

$$1,68 \leq \frac{dc}{h} \leq 3,49 \quad (5.23)$$

Na figura 5.34 é apresentada a comparação dos resultados da equação com os esforços determinados a partir da medições nos patamares e espelhos.

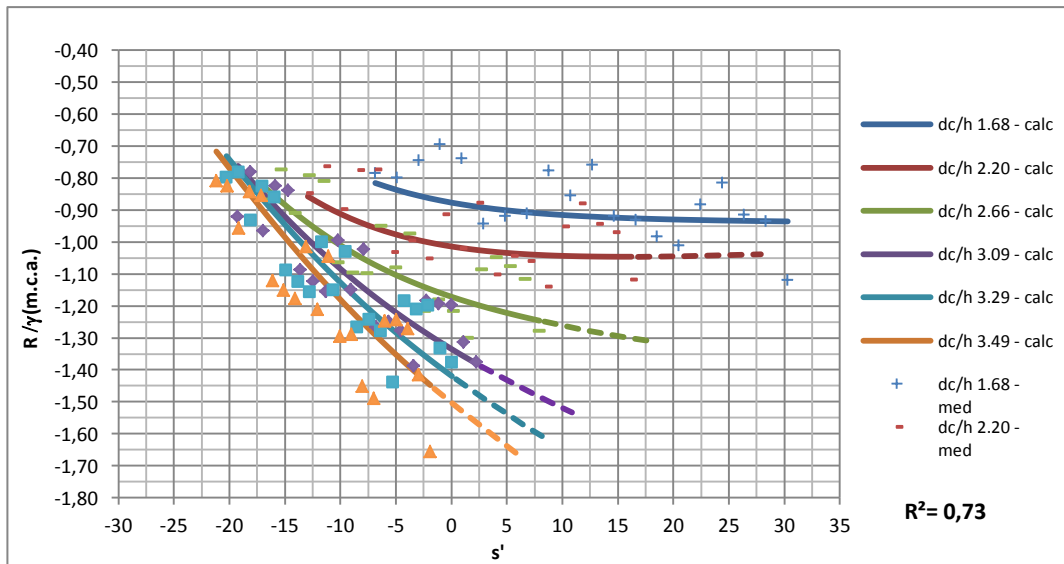


Figura 5.34 - Modelo de previsão de esforços resultantes mínimos (P0,1%).

Na figura 5.35 observa-se que para os esforços resultantes máximos (C_r 99,9%) também foram ajustadas retas aos dados (equação 5.24).

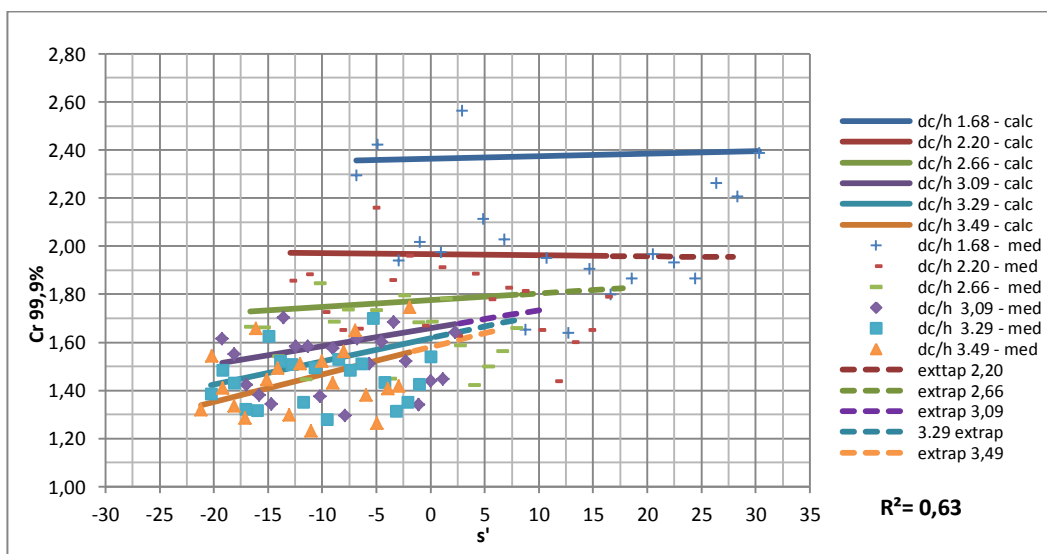


Figura 5.35 - Modelo de previsão de esforços resultantes máximos (P99,9%).

$$Cr_{99,9\%} = 1,0893 \cdot e^{1,3 \frac{dc}{h}} + \left(0,0845 - 0,101 \cdot \frac{dc}{h} + 0,0376 \cdot \left(\frac{dc}{h} \right)^2 - 0,0042 \cdot \left(\frac{dc}{h} \right)^3 \right) \cdot s' \quad (5.24)$$

$$5 - 7,746 \cdot \frac{dc}{h} < s' < 57,06 - 14,72 \cdot \frac{dc}{h} \quad (5.25)$$

$$1,68 \leq \frac{dc}{h} \leq 3,49 \quad (5.26)$$

Na figura 5.36 é possível verificar a aderência do modelo aos dados obtidos através da combinação dos dados brutos de pressão nos espelhos e patamares.

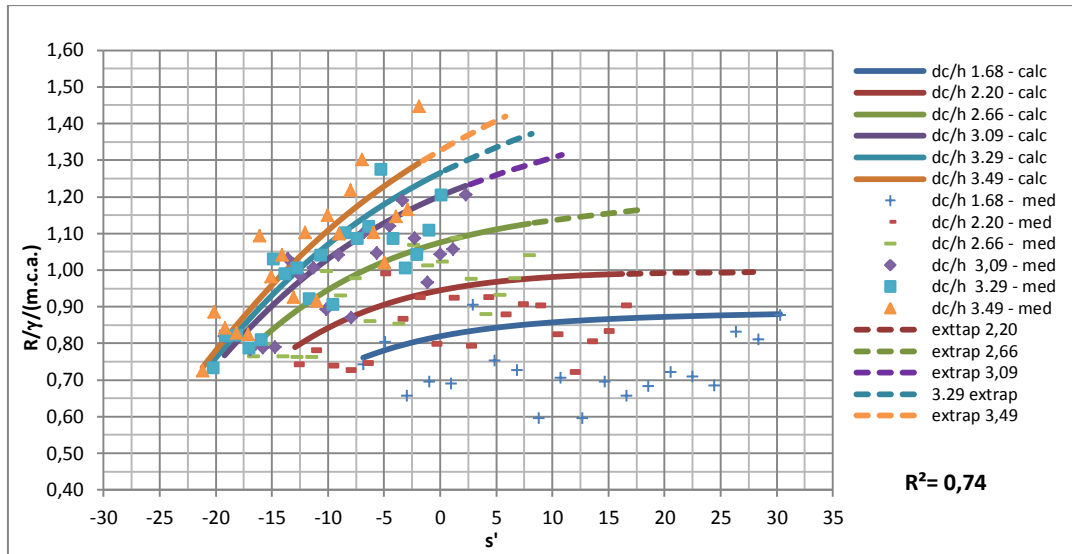


Figura 5.36 - Modelo de previsão de esforços resultantes máximos (P99,9%).

5.1.3.2 Caracterização dos ângulos dos esforços resultantes

Com o objetivo de caracterizar-se os esforços resultantes também buscou-se determinar os ângulos predominantes que ocorrem na interação dos esforços nos patamares com os incidentes nos espelhos. Calculou-se então com que frequências ocorriam as faixas de ângulos dos esforços em cada um dos degraus. Nas figuras 5.37 e 5.38 pode-se constatar que os ângulos são na maioria das vezes -30° e 30° (segundo a convenção da figura 5.24) e ocorrem nessa faixa independentemente da vazão ensaiada ou da posição do degrau na calha.

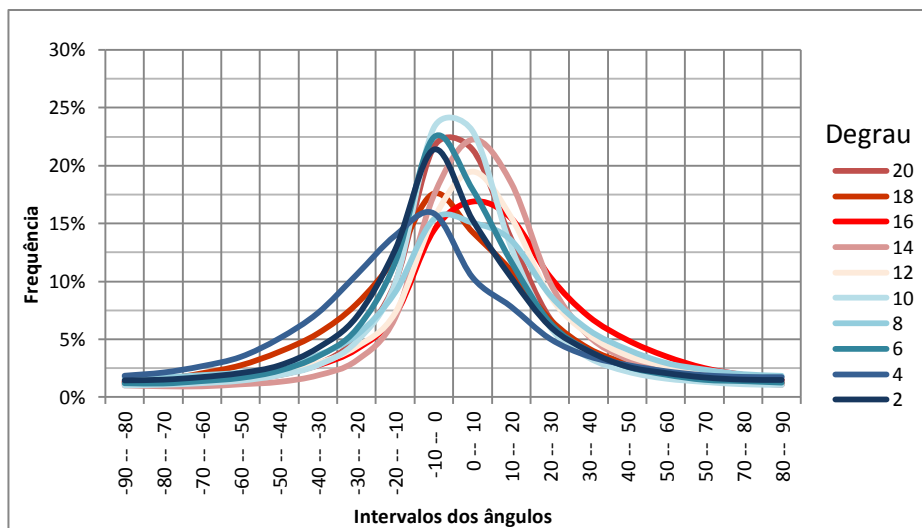


Figura 5.37 – Frequências dos ângulos dos esforços resultantes para a relação d_c/h 1,68 (Fr^* 5,25).

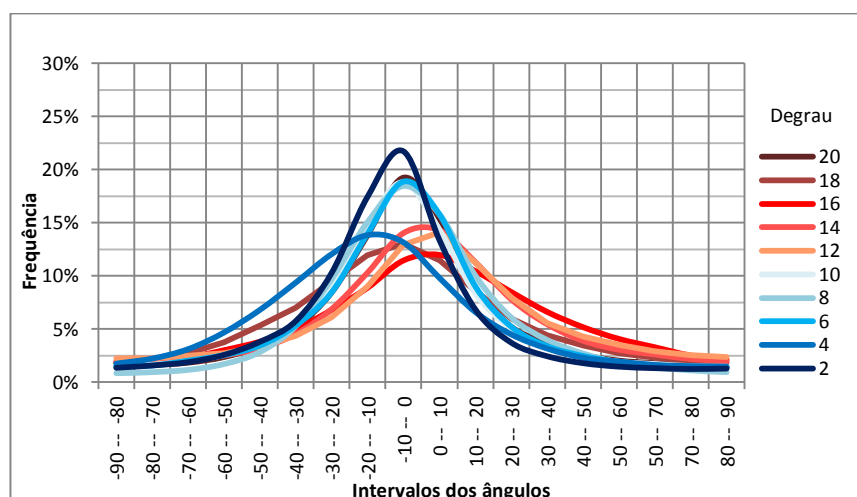


Figura 5.38 – Frequências dos ângulos dos esforços resultantes para a relação d_c/h 3,49 (Fr^* 15,68).

5.2 RELAÇÃO ENTRE O TAMANHO DOS DEGRAUS E AS PRESSÕES ATUANTES

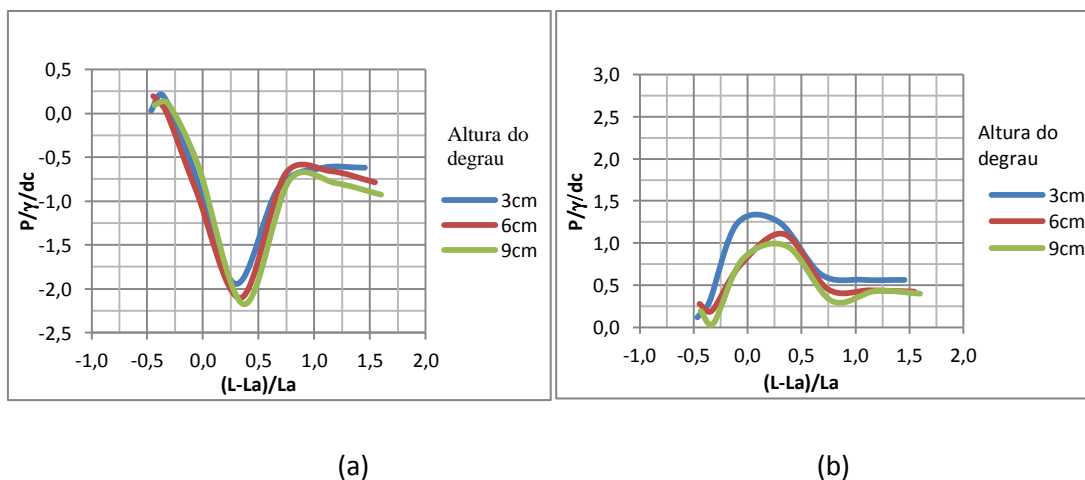
Com o objetivo de verificar-se a influência do tamanho dos degraus são comparadas a seguir as pressões medidas nos degraus de 3, 6 e 9 centímetros sob diferentes vazões. As medições desse item foram as do primeiro experimento, realizado por Sanagiotto (2003).

Os resultados são apresentados na forma de gráficos em que as pressões foram adimensionalizadas pelas alturas críticas (d_c) e expressas em função do comprimento do

início da aeração L_A . Os comprimentos de aeração foram calculados de acordo com a equação 4.7 proposta por Sanagiotto (2003) que a desenvolveu através da observação visual do experimento.

5.2.1 Pressões atuantes nos espelhos dos degraus

Foram comparadas as pressões mínimas (1%) e máximas (99%), medidas nas extremidades externas dos patamares e espelhos, quando as calhas estavam submetidas a vazões de $0,1 \text{ m}^2/\text{s}$ a $0,7 \text{ m}^2/\text{s}$. Na figura 5.39 percebe-se que as pressões mínimas (permanência 1%) nos espelhos, variam entre $-1,95$ e $0,2 P/\gamma/d_c$ para degraus de 3 centímetros e entre $-2,20$ e $0,1 P/\gamma/d_c$ para degraus de 9 centímetros, em ambos os casos submetidos à vazão específica de $0,1 \text{ m}^2/\text{s}$. Em relação às pressões máximas nos espelhos (permanência 99%), variam entre 0 e $1,25 P/\gamma/d_c$ para degraus de 3 centímetros e entre 0 e $1 P/\gamma/d_c$ para degraus de 9 centímetros, sob a mesma vazão de $0,1 \text{ m}^2/\text{s}$.



(a) (b)
 Figura 5.39 – Pressões mínimas ($P_{1\%}$) nos espelhos para a vazão específica de $0,1 \text{ m}^2/\text{s}$
 (a). Pressões máximas ($P_{99\%}$) nos espelhos para a vazão específica de $0,1 \text{ m}^2/\text{s}$ (b)

Na figura 5.40 são apresentados os resultados obtidos para a vazão para $0,2 \text{ m}^2/\text{s}$. Os valores adimensionalizados diminuem, apesar de os valores brutos aumentarem. As mínimas (1%) nos espelhos variam entre $-1,30$ e $0,25 P/\gamma/d_c$ para os degraus de 3 centímetros e entre $-1,75$ e $0,1 P/\gamma/d_c$ para os degraus de 9 centímetros. Quanto às pressões máximas (99%), passam a ter valores entre $0,2$ e $1,2 P/\gamma/d_c$ nos degraus de 3 centímetros e entre $0,2$ e $1,0 P/\gamma/d_c$ nos degraus de 9 centímetros.

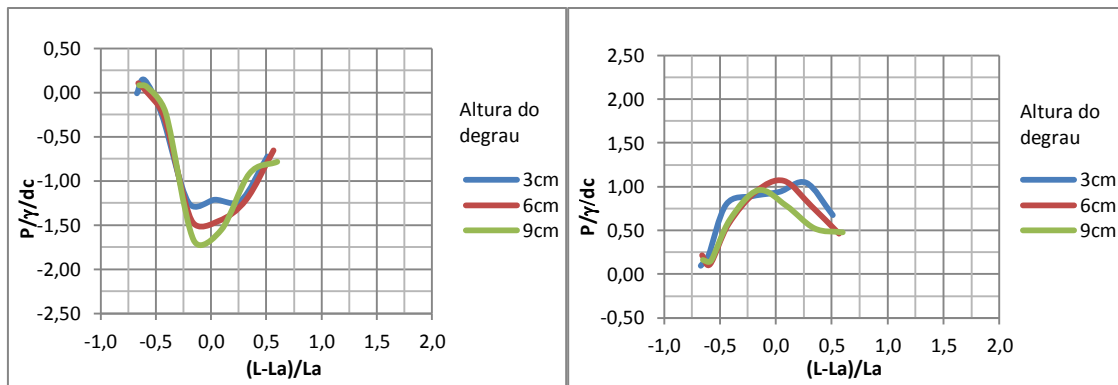


Figura 5.40- Pressões mínimas (P1%) nos espelhos para a vazão específica de $0,2 \text{ m}^2/\text{s}$ (a). Pressões máximas (P99%) nos espelhos para a vazão específica de $0,2 \text{ m}^2/\text{s}$ (b)

Para a maior vazão ensaiada ($0,7 \text{ m}^2/\text{s}$) percebe-se na figura 5.41 que os módulos das pressões mínimas adimensionalizadas nos espelhos diminuem, variando entre 0 e $-0,75 P/\gamma/d_c$ para degraus de 3 centímetros e entre 0 e $-1,25 P/\gamma/d_c$ para degraus de 9 centímetros (figura 5.40(a)). As pressões máximas medidas foram entre 0 e $0,75 P/\gamma/d_c$ nos degraus de 3 centímetros e entre 0 e $0,8 P/\gamma/d_c$ nos degraus de 9 centímetros.

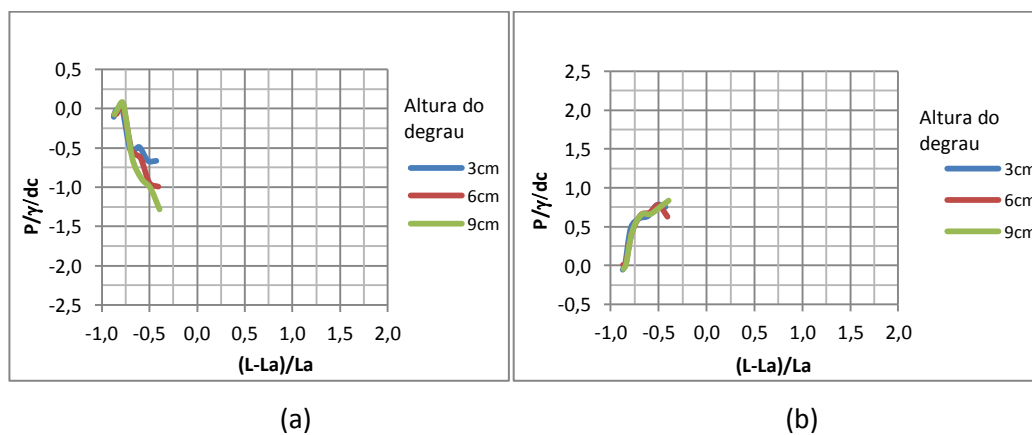


Figura 5.41 – Pressões mínimas (P1%) nos espelhos para a vazão específica de $0,7 \text{ m}^2/\text{s}$ (a) Pressões máximas (P99%) nos espelhos para a vazão de $0,7 \text{ m}^2/\text{s}$ (b).

Analisando-se os resultados das medições de pressões para as alturas de degraus testados (3, 6 e 9 cm) para diferentes vazões não é possível identificar uma tendência de variação dos módulos das pressões nos espelhos de acordo com o aumento do tamanho dos degraus. Além disso, observa-se diversas sobreposições de resultados, principalmente, dos valores medidos para degraus de 6 e 9 centímetros.

5.2.2 Pressões atuantes nos patamares dos degraus

A seguir são apresentadas as comparações de pressões máximas (99%) e mínimas (1%) atuantes sobre os patamares para diferentes tamanhos de degraus. Quando submetidos à uma vazão de $0,1 \text{ m}^2/\text{s}$, observa-se na figura 5.42 que as pressões mínimas (permanência 1%), oscilam entre $-1,4$ e $-0,8 P/\gamma/d_c$ nos degraus de 3 centímetros, entre -2 e $-0,5 P/\gamma/d_c$ nos degraus de 6 centímetros e entre $-2,75$ e $-0,5 P/\gamma/d_c$ para degraus de 9 centímetros. As pressões máximas (permanência 99%) variam entre $3,3$ e $4 P/\gamma/d_c$ para degraus de 3 centímetros e entre 5 e $7,6 P/\gamma/d_c$ nos degraus de 9 centímetros.

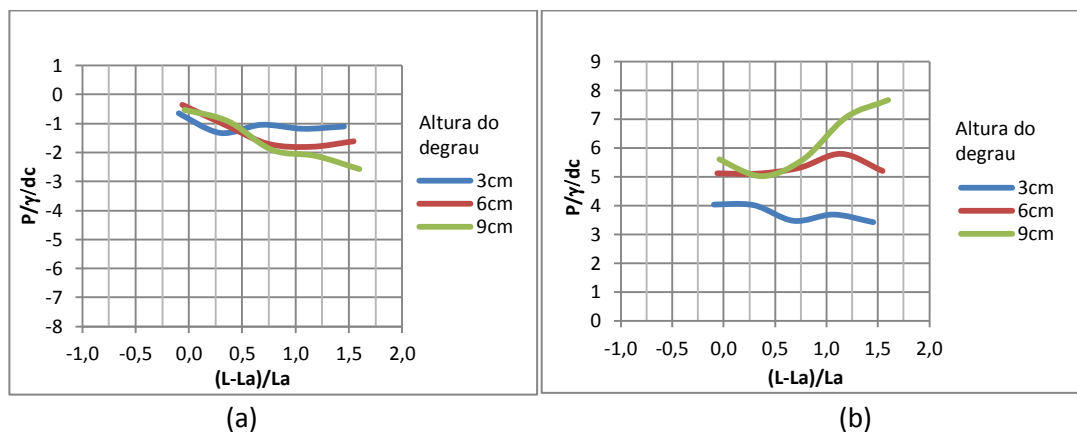


Figura 5.42 – Pressões mínimas ($P_{1\%}$) nos patamares para a vazão específica de $0,1 \text{ m}^2/\text{s}$
(a). Pressões máximas ($P_{99\%}$) nos patamares para a vazão específica de $0,1 \text{ m}^2/\text{s}$ (b).

Na figura 5.43 são apresentados os resultados obtidos quando a vazão é elevada para $0,2 \text{ m}^2/\text{s}$. As pressões mínimas (1%) nos patamares passam a oscilar entre -1 e $-0,5 P/\gamma/d_c$ nos degraus de centímetros, $-1,8$ e $0 P/\gamma/d_c$ nos degraus de 6 centímetros e entre $-1,7$ e $0 P/\gamma/d_c$ para os degraus de 9 centímetros. Quanto às pressões máximas (99%), os valores situam-se entre $2,6$ e $4 P/\gamma/d_c$ para degraus de 3 centímetros, de $3,2$ a $5,5 P/\gamma/d_c$ nos degraus de 6 centímetros e entre 4 e $5,5 P/\gamma/d_c$ quando os degraus são de 9 centímetros.

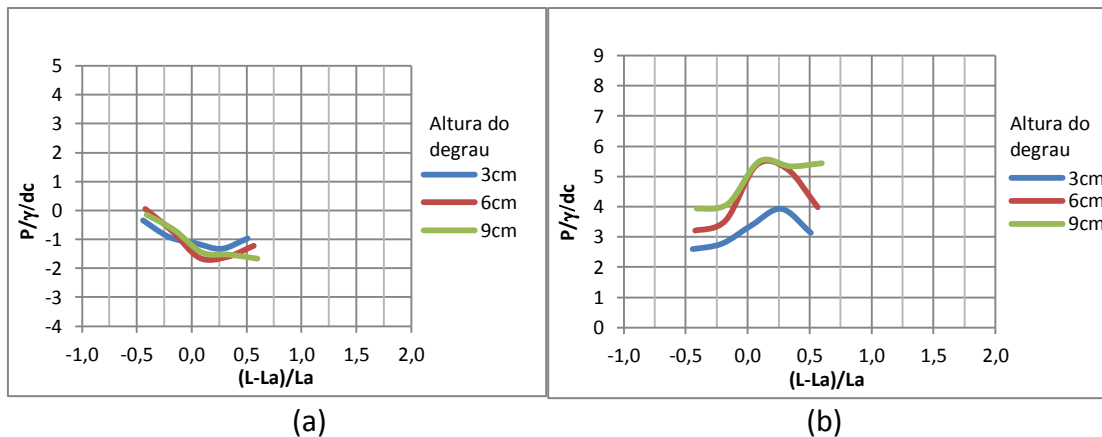


Figura 5.43 – Pressões mínimas ($P_{1\%}$) nos patamares para a vazão específica de $0,2 \text{ m}^2/\text{s}$ (a). Pressões máximas ($P_{99\%}$) nos patamares para a vazão específica de $0,2 \text{ m}^2/\text{s}$ (b).

Com o acréscimo na vazão para o valor de $0,7 \text{ m}^2/\text{s}$ (figura 5.44) as pressões mínimas mudam para valores entre $-0,75$ e $0 P/\gamma/d_c$ nos degraus de 3 centímetros, entre -1 e 0 nos degraus de 6 centímetros e entre $-1,2$ e $0 P/\gamma/d_c$ para os degraus de 9 centímetros. Já as pressões máximas se alteram para valores entre $1,3$ e $2,3 P/\gamma/d_c$ nos degraus de 3 centímetros, entre $1,5$ e $3,4 P/\gamma/d_c$ nos degraus de 6 centímetros e para a faixa entre 2 e $4 P/\gamma/d_c$ para degraus de 9 centímetros.

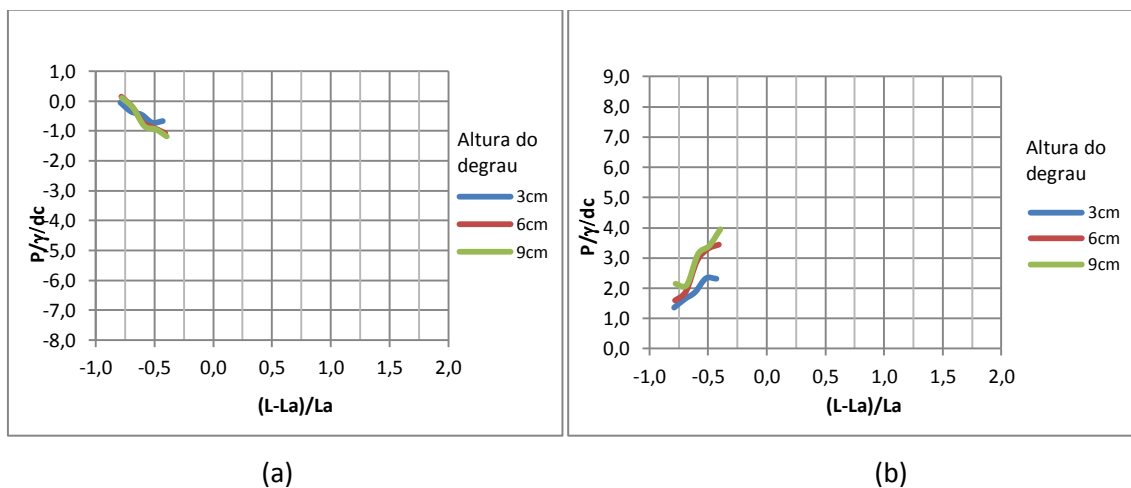


Figura 5.44– Pressões mínimas ($P_{1\%}$) nos patamares para a vazão específica de $0,7 \text{ m}^2/\text{s}$ (a). Pressões máximas ($P_{99\%}$) nos patamares para a vazão específica de $0,7 \text{ m}^2/\text{s}$ (b).

Quanto à variação das pressões nos patamares dos degraus, verifica-se que essas são maiores para os maiores tamanhos de degraus. Entretanto esse aumento na intensidade não ocorre na mesma proporção que o aumento dos degraus, como pode ser constatado analisando-se os valores para degraus de 3, 6 e 9 cm nas figuras 5.42 a 5.44.

Como constatação geral destaca-se que a apesar de o aumento das vazões gerarem maiores valores brutos de pressões, esses resultam em menores relações adimensionalizadas $P/\gamma/d_c$.

5.3 DISTRIBUIÇÃO DAS PRESSÕES NAS FACES DOS DEGRAUS

Além dos valores das pressões extremas que ocorrem nos degraus também é importante ter o conhecimento de como esses se distribuem nas superfícies dos elementos, com a finalidade de projetá-los com maior eficiência e economia. Com esse objetivo foram analisados os resultados do experimento com degraus de 6 centímetros de altura realizado por Sanagiotto (2003).

5.3.1 Distribuição das pressões nos patamares

Nas figuras 5.45 a 5.47 são apresentadas as variações do C_p 99,9% nas faces dos patamares, onde verifica-se um crescimento das mesmas, que se aproxima muito da linearidade, em direção ao vértice mais externo. Com relação ao aumento dos valores em direção às extremidades externas dos patamares também pode ser observado que os valores de C_p 99,9% são da ordem de 3 a 4 vezes maiores na posição 4,1 cm do que os verificados na posição 1,6 cm. Além disso, constata-se que as variações num mesmo patamar para as maiores vazões são proporcionalmente menores que para as menores vazões.

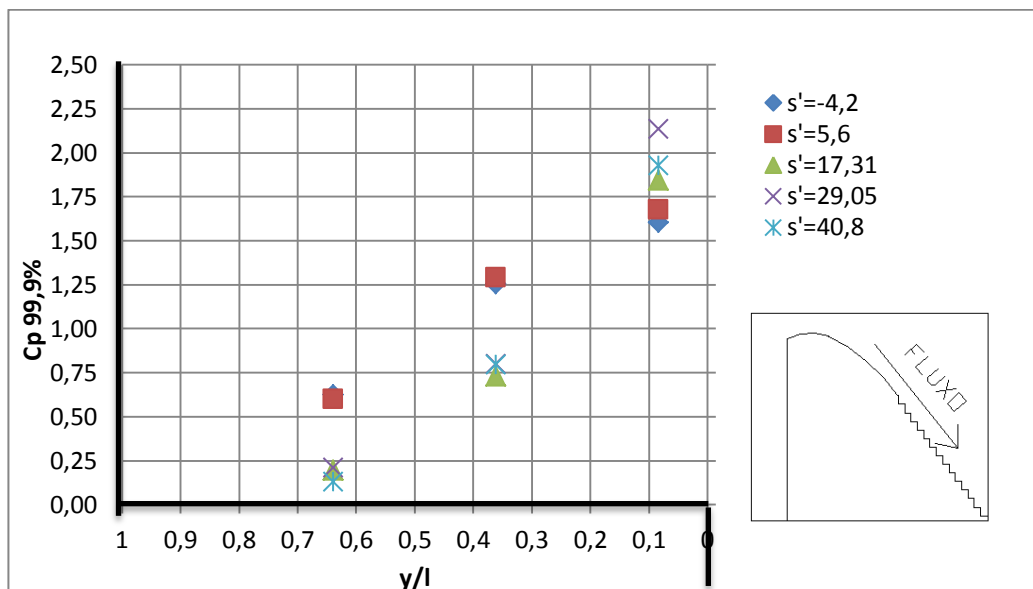


Figura 5.45 - Distribuição das pressões máximas (C_p 99,9%) nos patamares para a relação $d_c/h=1,68$ ($Fr^*=5,23$).

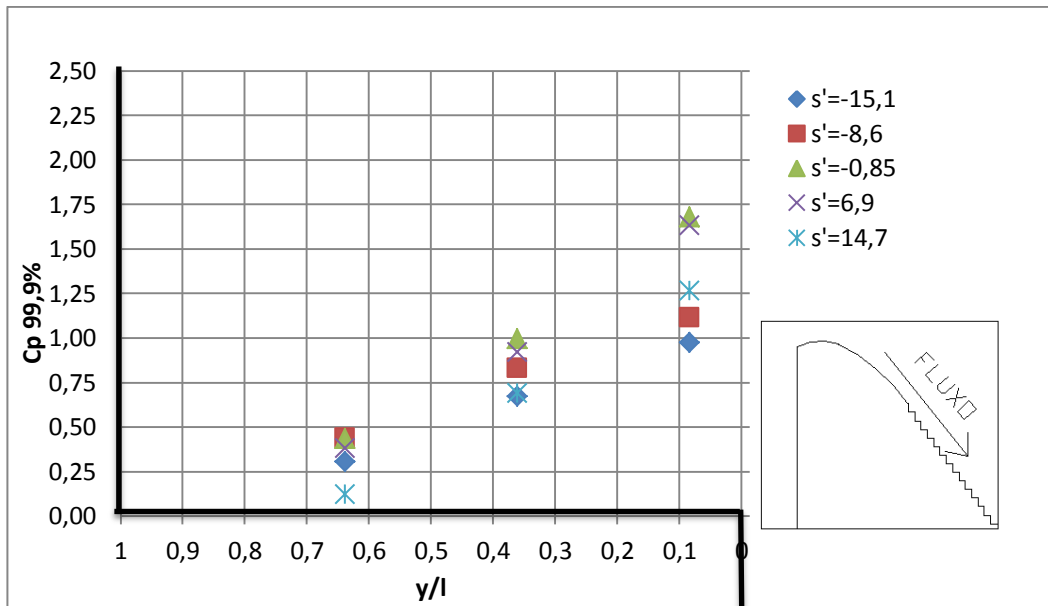


Figura 5.46 - Distribuição das pressões máximas ($C_p 99,9\%$) nos patamares para a relação $d_c/h=2,67$ ($Fr^*=10,46$).

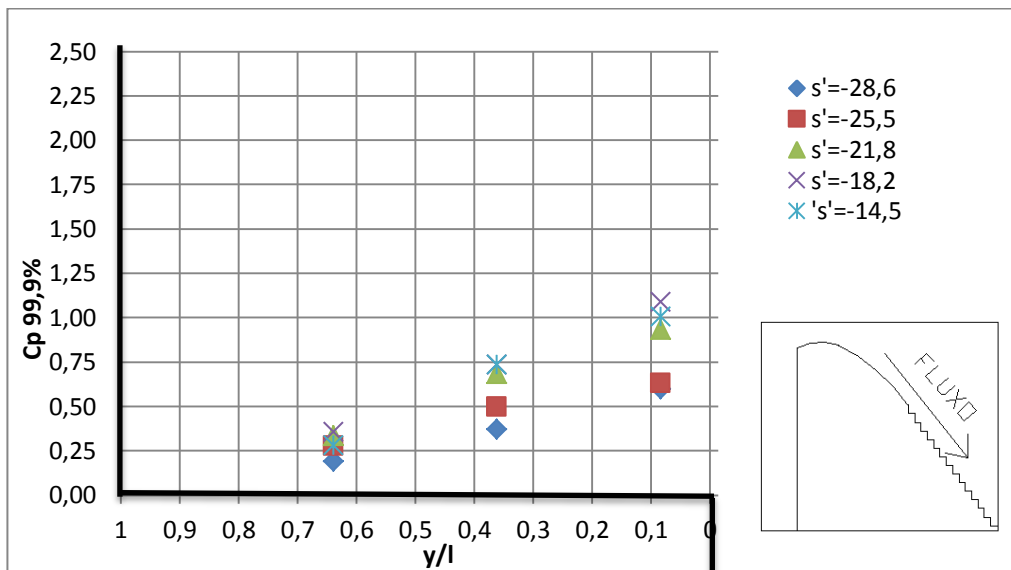


Figura 5.47 - Distribuição das pressões máximas ($C_p 99,9\%$) nos patamares para a relação $d_c/h=6,14$ ($Fr^*=36,61$).

5.3.2 Distribuição das pressões nos espelhos

Analisando-se as distribuições das pressões nas faces dos espelhos para diferentes vazões e posições nas calhas, nas figuras 5.48 a 5.50, percebe-se que os valores mínimos ocorrem próximo às extremidades dos espelhos, sendo que os mais extremos são observados na parte superior dos mesmos, próximos à quina com os patamares.

Entretanto, a variação ao longo da face não apresenta uma forma de crescimento definida. Destaca-se que as variações de C_p 0,1% ao longo das faces dos espelhos são significativamente inferiores às verificadas nos patamares, com valores no máximo duplicando em diferentes pontos de um mesmo espelho.

As pressões mínimas são menos intensas no primeiro degrau porque o escoamento está mais aderido e pelo efeito da carga hidráulica. Outro efeito que pode ser observado é que as pressões tornam-se mais negativas próximas à base dos espelhos, devido à recirculação.

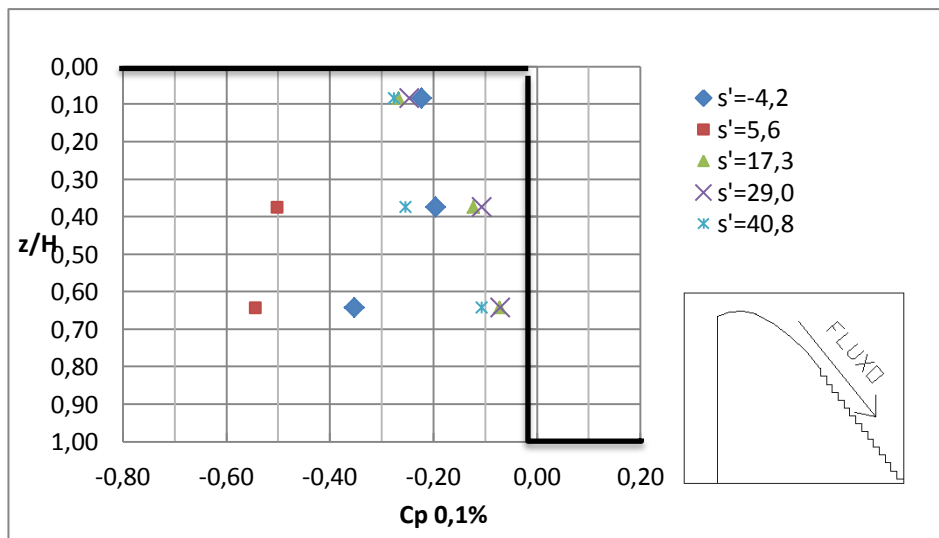


Figura 5.48 - Distribuição das pressões mínimas (C_p 0,1%) nos espelhos para a relação $d_c/h = 1,68$ ($Fr^* = 5,23$).

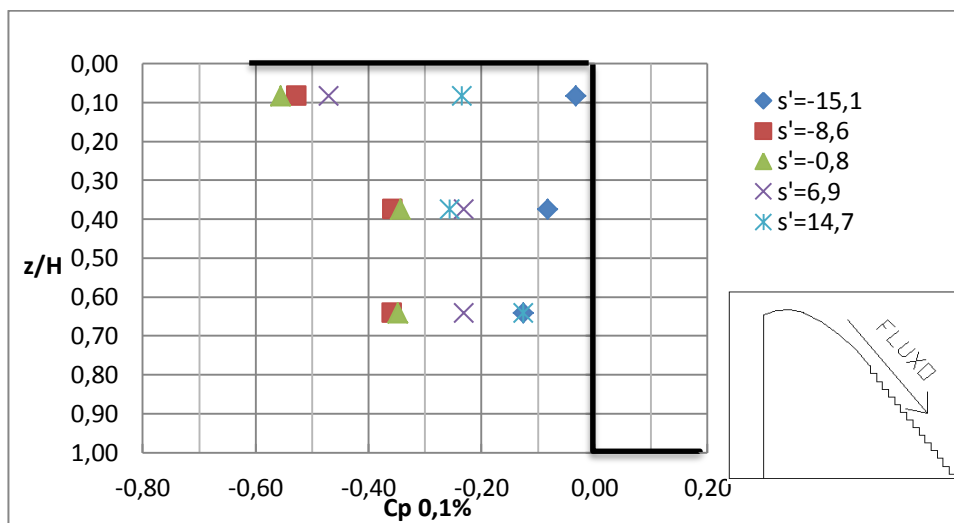


Figura 5.49 - Distribuição das pressões mínimas (C_p 0,1%) nos espelhos para a relação $d_c/h = 2,67$ ($Fr^* = 10,46$).

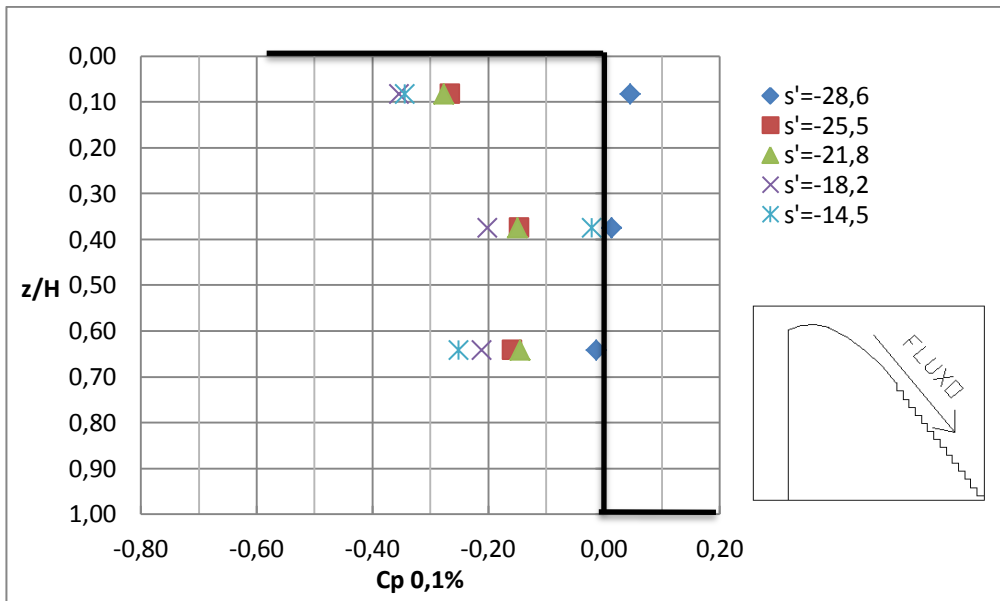


Figura 5.50- Distribuição das pressões mínimas (C_p 0,1%) nos espelhos para a relação $d_c/h=6,14$ ($Fr^*=36,61$).

5.4 VERIFICAÇÃO DA INCIPIÊNCIA À CAVITAÇÃO

Para a verificação do risco de cavitação foram considerados os resultados para a maior vazão ensaiada, a equação 3.19 para a determinação do índice de cavitação crítico (σ_{cr}) e a equação 3.18 para o cálculo do índice de cavitação (σ). A possibilidade de cavitação existe quando $\sigma < \sigma_{cr}$.

$$\sigma_{cr} = \frac{P_{atm}/\gamma + d \cdot \cos\alpha - t_v/\gamma}{\alpha_{cr} \cdot U_{m_cr}^2 / 2 \cdot g} \quad 3.19$$

Onde $U_{m_cr}^2$ é calculado pela equação 6.30:

$$U_{m_cr}^2 = \sqrt{-\frac{t_{vrel}/\gamma}{C_{p0,1\%}}} \quad 3.20$$

Onde:

σ_{cr} = índice de cavitação crítico;

P_{atm}/γ = Carga de pressão atmosférica absoluta igual a 10,33 m.c.a. a 20°C;

t_v/γ = tensão vapor de água absoluta igual a 0,24 m.c.a. a 20°C;

d = profundidade equivalente de água (m);

α_{cr} = coeficiente de Coriolis igual a 1,16;

t_{rel}/γ = tensão relativa de vapor da água a =10,09 m.c.a. a 20°, ao nível do mar;

C_p 0,1% = coeficiente de pressão com 0,1% de probabilidade de ocorrência de valores inferiores.

$$\sigma = \frac{P_{ref} - P_{cr}}{U_{ref}^2 / 2.g} \quad 3.18$$

Onde:

σ = índice de cavitação (adimensional);

P_{ref}/γ = Carga de pressão absoluta em um ponto de referência do fluxo afastado da zona de cavitação (m.c.a.);

P_{cr}/γ = Carga de pressão crítica na qual os núcleos gasosos microscópicos se transformam em cavidades instáveis crescentes, sem que a pressão externa se altere. Este valor normalmente é considerado igual a tensão absoluta de vapor de água (t_v), apesar dele ser dependente da concentração de gás dissolvido no líquido estudado (m.c.a.);

U_{ref} = velocidade média do fluido no ponto de referência (m/s);

g = aceleração da gravidade (m/s²).

No gráfico apresentado na figura 5.51 observa-se que em nenhum ponto σ é inferior a σ_{cr} , portanto, para a faixa de vazões ensaiadas, que corresponde à uma vazão em protótipo de 9,49 m²/s, os resultados indicam que não há risco de cavitação.

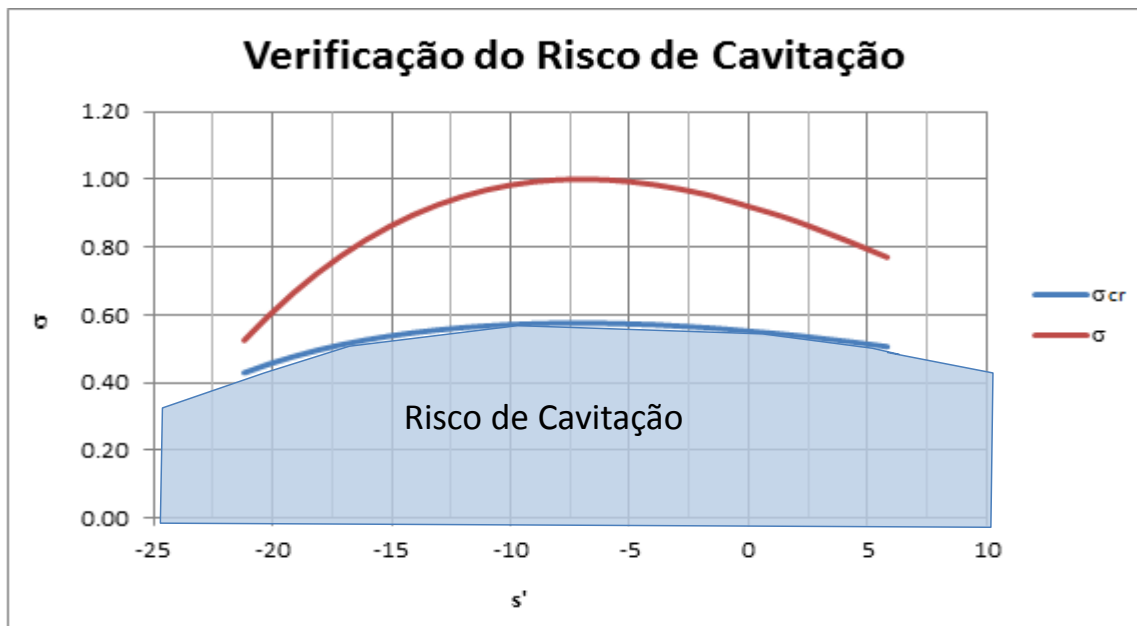


Figura 5.51 – Verificação do risco à cavitação.

5.5 APLICAÇÃO DOS RESULTADOS EM ESCALA DE PROTÓTIPO

Segundo Chanson (2002), pode avaliar-se adequadamente protótipos com modelos de escala de até 1:10. Então, com o objetivo de avaliar-se a magnitude em protótipo dos esforços quantificados pelas equações encontradas, foi realizada a aplicação de seus resultados em uma escala de 1:10.

5.5.1 Pressões máximas nos patamares

Para a previsão das pressões máximas (99,9%) nos patamares foi aplicada a equação 5.17 combinada com a transposição das escalas dos valores da maior vazão específica ensaiada, que corresponde a 9,49 m²/s em protótipo. Os resultados são apresentados na figura 5.52.

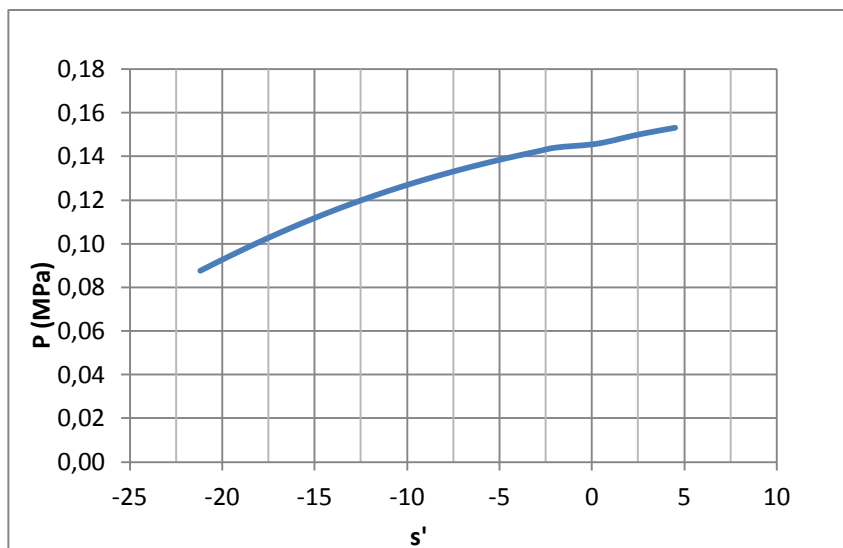


Figura 5.52 – Pressões máximas (P99,9%) nos patamares em escala de protótipo.

Conclui-se que as pressões máximas (99,9%) nos patamares são muito inferiores as resistências características à compressão dos concretos convencionais que são usualmente da ordem de 20 MPa.

5.5.2 Pressões mínimas nos espelhos

A avaliação dos esforços mais negativos nos espelhos (C_p 0,1%) foi realizada com base na equação 5.1 e com a maior vazão ensaiada ($d_c/h=3,49$).

Com base no gráfico das pressões mínimas nos espelhos (figura 5.53) pode-se constatar que as pressões mínimas têm módulos muito inferiores às resistências à tração típicas do concreto, que são próximas a 2 MPa. Porém, também deve ser considerada a resistência ao arrancamento do grão verificada pelo LNEC (Portugal, 1981) que verificou que tensões de -0,06 MPa já são suficientes para arrancar grãos do concreto, gerando irregularidades nas superfícies que resultam em processos que causam desgastes dos paramentos.

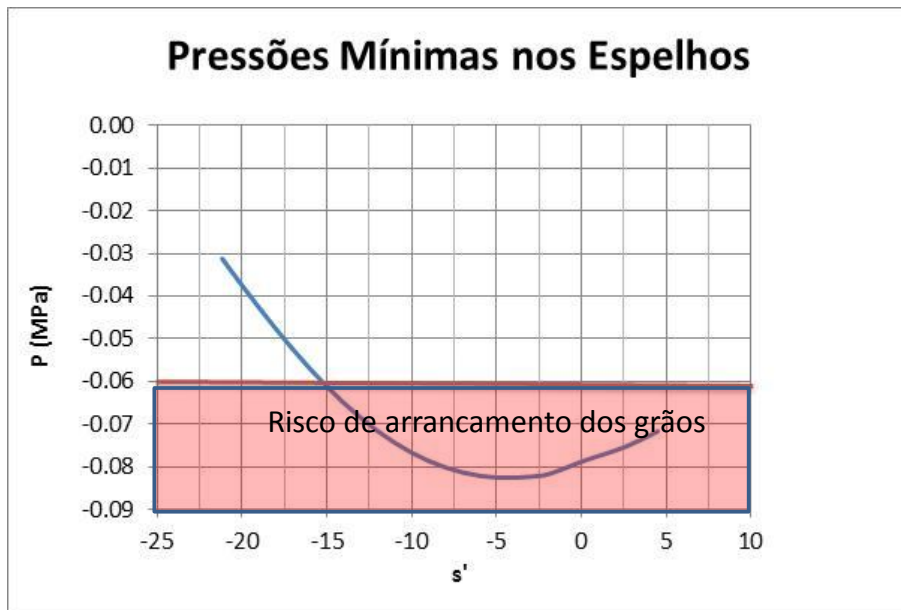


Figura 5.53 – Pressões mínimas (0,1%) nos espelhos em escala de protótipo.

5.5.3 Esforços resultantes mínimos

Na avaliação dos esforços transpostos para a escala de protótipo também foram considerados os esforços resultantes. Para a verificação dos esforços de tração foi aplicada a equação 5.21 e transposta a vazão máxima ensaiada.

Na figura 5.54 nota-se que esforços resultantes mínimos têm módulos maiores que os verificados nos espelhos, porém ainda são significativamente inferiores às resistências à tração típicas do concreto, que são próximas a 2 MPa.

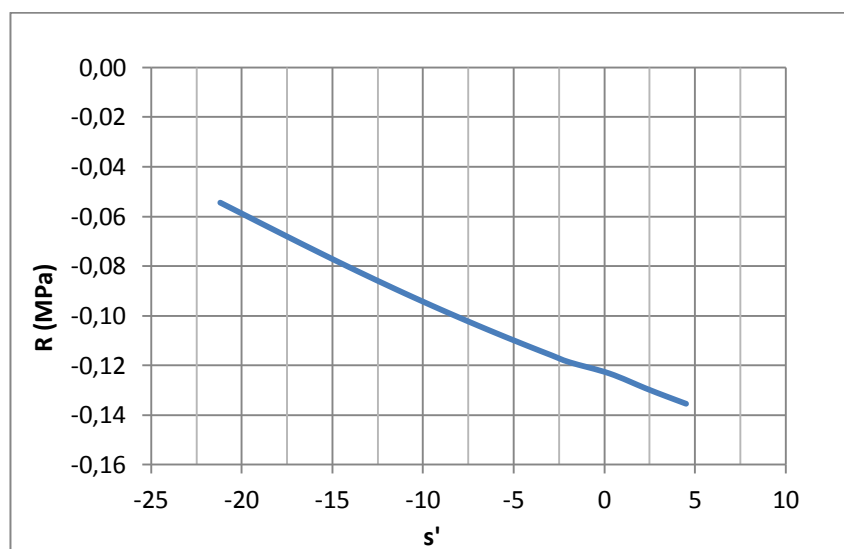


Figura 5.54 – Esforços resultantes mínimos (0,1%) em escala de protótipo.

5.5.4 Esforços resultantes máximos

O esforços resultantes máximos (99,9%) sobre os degraus também foram avaliados. Foi utilizada a equação 5.24 aplicada sobre a vazão máxima ensaiada transposta para a escala de protótipo.

Na figura 5.55 verifica-se novamente que os valores são muito inferiores às resistências à compressão típicas dos concretos que são próximas a 20 MPa.

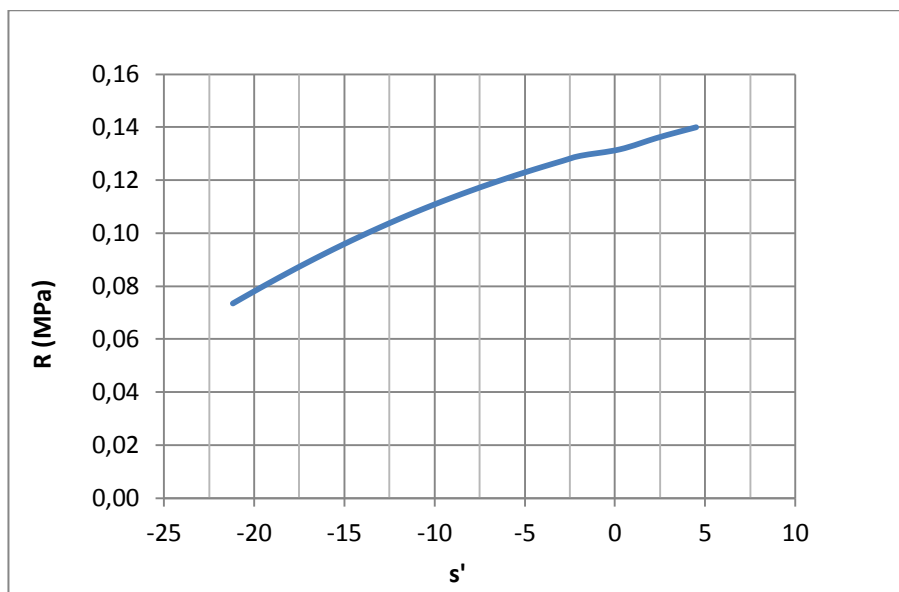


Figura 5.55 – Esforços resultantes máximos (99,9%) em escala de protótipo.

6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

O objetivo deste trabalho foi de caracterizar os esforços atuantes em vertedouros em degraus, através da análise da distribuição longitudinal e sua variação das pressões médias e extremas atuantes ao longo da calha visando obter informações que permitissem a compreensão do fenômeno e a definição de estimativas para um dimensionamento seguro das estruturas contra o descolamento, a erosão e a cavitação. Foi possível concluir que:

- Não é possível identificar uma tendência de variação dos módulos das pressões nos espelhos de acordo com o aumento do tamanho dos degraus. Nos patamares o aumento da intensidade não ocorre na mesma proporção que o aumento dos degraus.
- Os módulos das pressões negativas mais intensas (0,1%) nos espelhos são maiores que os módulos das pressões máximas (99,9%).
- Os resultados dos valores máximos de C_p (99,9%) nos espelhos mostram que os máximos ocorreram no trecho inicial da calha.
- Há convergência com os resultados para os espelhos de Amador (2005) na maioria dos pontos. Em relação aos resultados de Gomes (2006), os valores coincidiram próximo ao ponto de início de aeração. Em outros trechos, os do presente estudo foram mais extremos.
- Os C_p 99,9% nos patamares são maiores que os informados por Amador (2005). Porém, destaca-se que os transdutores foram instalados em posições mais externas dos patamares que os ensaiados por Amador (2005). Além disso, nos experimentos de Amador (2005) os transdutores foram instalados em cavidades nos patamares.
- As diferenças verificadas nos resultados dos dois experimentos do presente estudo também tiveram a contribuição das posições de instalação dos transdutores.
- Deve ser salientada também a grande diferença entre o número de pontos em que foram adquiridos os dados no presente estudo em relação aos anteriores. Os dados foram coletados em 20 degraus instrumentados, enquanto que Gomes (2006), por exemplo, realizou medições em 6 degraus. No momento

em que se têm mais degraus instrumentados é mais provável que sejam medidos esforços mais extremos, que são menos frequentes.

- Os valores de C_p 0,1% nos patamares são compatíveis com o MTE proposto por Gomes (2006) para as posições relativas s' inferiores a 10. Comparando com o ponto de C_p 0,1% apresentado por Amador (2005), os resultados também são compatíveis para as relações dc/h semelhantes.
- A comparação de diferentes tempos de aquisição (3 e 15 minutos) e frequências (64 e 128 Hz) levou a conclusão de que esses fatores não tiveram contribuições importantes para as diferenças entre resultados verificadas para os estudos analisados.
- O C_r 0,1% mínimo variou entre -3,0 e -2,0, com valores mais negativos para as menores vazões e no final da calha. Os valores de C_r 99,9% também foram maiores no final da calha, atingindo valores entre 1,5 e 2,5, dependendo da vazão.
- As variações do C_p 99,9% nas faces dos patamares apresentam crescimento, que se aproxima muito da linearidade, no sentido da extremidade com o espelho acima deste para o vértice com o espelho abaixo do mesmo patamar. Também constata-se que as variações num mesmo patamar para as maiores vazões são proporcionalmente menores que para as menores vazões.
- Os valores mínimos nos espelhos surgem na parte superior, próximos à quina. Entretanto, a variação ao longo da face não apresenta uma forma de crescimento definida. Também constata-se que as pressões mínimas são menos intensas no primeiro degrau porque o escoamento está mais aderido e pelo efeito da carga hidráulica. Outro efeito que pode ser observado é que as pressões tornam-se menores próximas à base dos espelhos devido à recirculação.
- Para a faixa de vazões ensaiadas ($q_{\text{protótipo}} 9,49 \text{ m}^2/\text{s}$) os resultados indicam que não há risco de cavitação.
- As pressões máximas (99,9%) nos patamares, em escala de protótipo, são muito inferiores as resistências características à compressão dos concretos convencionais.

- Quanto às pressões nos espelhos, pode-se verificar que as pressões mínimas têm módulos muito inferiores às resistências à tração típicas do concreto, que são próximas a 2 MPa. Porém, foram verificados valores de sucção maiores (em módulo) que a resistência ao arrancamento do grão verificada pelo LNEC (Portugal, 1981) que observou que tensões de -0,06 MPa já são suficientes para arrancar grãos do concreto, gerando irregularidades nas superfícies que resultam em processos que causam desgastes dos paramentos.
- Da verificação em escala de protótipo também observou-se que os esforços resultantes mínimos têm módulos maiores que os verificados nos espelhos, porém, ainda são significativamente inferiores às resistências à tração típicas do concreto, que são próximas a 2 MPa. Quanto aos esforços resultantes máximos, tem-se novamente valores que são muito inferiores às resistências à compressão típicas dos concretos, que são próximas a 20 MPa.

6.1 Recomendações para trabalhos futuros

- Que sejam realizados ensaios com vazões específicas superiores as ensaiadas. Essas vazões mais elevadas podem contribuir, por exemplo, para o estabelecimento de limites vazões frente ao risco de cavitação.
- Análise das pressões em diferentes escalas para determinar o efeito de escala neste tipo de experimento.
- Análise das pressões para diferentes alturas de degraus, semelhante a realizada no item 5.2 mas com maior número de degraus instrumentados.

7 BIBLIOGRAFIA

- [1] AMADOR, A.,- Comportamiento Hidráulico de los Aliaderos escalonados em presas de hormigón compactado. Tese de doutoramento. Universitat Politècnica de Catalunya (UPC), Barcelona, 2005.
- [2] AMADOR, A., SÁNCHEZ-JUNY, M. e DOLZ, J., Developing Flow Region and Pressure Fluctuations on Steeply Sloping Stepped Spillways. *Journal of Hydraulic Engineering*, Inglaterra, 2009.
- [3] ARNDT, R. E. A. Cavitation in fluid machinery and hydraulic structures. *Ann. Rev. Fluid Mech.* Volume 13, p 273-328. 1981.
- [4] BINDO, M., GAUTIER, J., LACROIX, F. The stepped spillway of M'Bali dam. *Water Power & Dam Construction*, p. 35-36, Janeiro, 1993.
- [5] BOMBARDELLI, F., MEIRELES, I., MATOS, J., Laboratory Measurements and Multi-block Numerical Simulations of the Mean Flow and Turbulence in the Non-aerated Skimming Flow Region of Steep Stepped Spillways. *Environmental Fluid Mechanics*, 2011, Vol.11(3), pp.263-288.
- [6] CHAMANI, M. R., RAJARATNAM, N. Characteristics of skimming flow over stepped spillways. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE, Nova Iorque, v.125, n.4 p. 361-368, Abril 1999.
- [7] CHANSON, H. Hydraulic design of stepped cascades, channels, weirs and spillways. Pergamon, Oxford, Reino Unido, 261p, Jan. 1994.
- [8] CHANSON, H. Comparison of energy dissipation between nappe and skimming flow regimes on stepped chutes. Discussion. *Journal of Hydraulic Research*, IAHR, Delft, v.33, n.1mp.122-127, 1995.
- [9] CHANSON, H. Prediction of the transition nappe/skimming flow on a stepped channel. *Journal of Hydraulic Research*, vol. 34, nº3, p. 421-429, 1996.
- [10] CHANSON, H. Hydraulic design of stepped spillways and downstream energy dissipation. *Dam Engineering*, Vol. 11, 2001.

- [11] CHANSON, H, YASUDA, Y., OHTSU, I. Flow resistance in skimming flows in stepped spillways and its modeling. *Canadian Journal of Civil Engineering*, v. 29, p. 809-819, 2002.
- [12] CONTERATO, E. – escoamento sobre vertedouro em degraus com declividade 1V:0,75H: Caracterização das pressões e condições de aeração. Trabalho de Diplomação. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2011.
- [13] CONTERATO, E., ALVES, A., DAI PRÁ, M., MARQUES, M. Dissipação de energia devido a rugosidade da calha em vertedouros em degraus com declividade 1V:0,75H. VIII Simpósio Sobre Pequenas e Médias Centrais Hidrelétricas. Porto Alegre, 2012.
- [14] DAI PRÁ, M - Características de escoamentos sobre vertedouros em degraus de declividade 1V:1H. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2004. (disponível em <http://www.bibliotecadigital.ufrgs.br/da.php?nrb=000453829&loc=2005&l=9f6a8a6fab125e51>).
- [15] ESSERY, I. T. S. e HORNER, M.W. – The hydraulic design of stepped spillways. Report nº 33 – Constr. Industry Res. and Information Assoc., London, England, 1971.
- [16] FRIZELL, K. W., RENNA, F. M., e MATOS, J. – Cavitation Potential of Flow on Stepped Spillways– *Journal of Hydraulic Engineering*, England, 2013.
- [17] GOMES, J. Campo de Pressões: Condições de Incipiência à Cavitação em Vertedouros em Degraus com Declividade 1V:0,75H. 173 f. Tese (Doutorado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2006 (disponível em <http://www.bibliotecadigital.ufrgs.br/da.php?nrb=000597855&loc=2007&l=97d72246f2f170df>).
- [18] HELLER, V. Scale effects in physical hydraulic engineering models, *Journal of Hydraulic Research*, 49:3, 293-306. Southampton, 2011.

- [19] JOSEPH, D. D Cavitation and the state of stress in a flowing liquid. J. Fluid Mech., vol. 366, p. 367-378, 1998.
- [20] MATOS, J. S. G. Emulsão de Ar e Dissipação de Energia do Escoamento em Descarregadores em Degraus. Tese (Doutorado em Engenharia) – Instituto Superior Técnico, Lisboa, 1999
- [21] MATOS, J.S.G., QUINTELA, A. e RAMOS, C.M – Sobre a proteção contra erosão de cavitação em descarregadores de cheias em degraus. Recursos Hídricos. 2001.
- [22] MATOS, J.S.G., QUINTELA, A. e MEIRELES, I. –
Hydraulics of stepped weirs and dam spillways: engineering challenges, labyrinths of research. 5th International Symposium on Hydraulic Structures, Brisbane, 2014.
- [23] MEIRELES, I. e MATOS, J. - Skimming, Nonaerated Flow on Stepped Spillways over Embankment Dams. Journal of Hydraulic Engineering, Inglaterra, 2009.
- [24] MEIRELES, I., RENNA, F., MATOS, J., BOMBARDELLI, F. Skimming, Nonaerated Flow on Stepped Spillways over Roller Compacted Concrete Dams. Journal of Hydraulic Engineering, Inglaterra, 2012.
- [25] OLINGER, J.C.. Contribuição ao estudo da distribuição de pressões nos vertedouros em degraus. Tese de Doutorado. Escola Politécnica da USP, São Paulo, 2001.
- [26] PEGRAM, G.G.S., OFFICER, A. K. MOTTRAM, S.R. Hydraulics of skimming flow on modeled stepped spillways. Journal of Hydraulic Engineering. ASCE, Nova Iorque, v. 125, n. 5 p. 500-510, Maio, 1999.
- [27] RUSSEL, S. O. e SHEEHAN, G. J. Effect of entrained air on cavitation damage. Canadian Journal of Civil Engineering. vol. 1, 1974.

- [28] SANAGIOTTO, D. Características do Escoamento sobre Vertedouros em Degraus de Declividade 1V:0,75H., 118p. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003. (disponível em <http://www.bibliotecadigital.ufrgs.br/da.php?nrb=000411298&loc=2004&l=6b6b7f87dcef57b5>).
- [29] SORENSEN, R. M. Stepped Spillways Hydraulic Model Investigation. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE, Nova Iorque, v111, n. 12, p. 1461-1472, 1985.
- [30] TOZZI, M. J. Caracterização/comportamento de Escoamentos em Vertedouros com Paramento em Degraus. Tese de doutorado, Universidade de São Paulo. São Paulo, 302 p., 1992.
- [31] WOOD, I. R., ACKERS, P., LOVELESS, J. General Method for Critical Point on Spillways. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE, v. 109, n. 2, p. 308-312, 1983.
- [32] ZHANG, J., CHEN, J., WANG, Y., Experimental study on time-averaged pressures in stepped spillway. *Journal of Hidraulic Research, IAHR*, v. 50, n.2, p 236-240, 2012.