

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Gabriel Scholl Roballo

**ANÁLISE DAS CONDIÇÕES HIDRÁULICAS DE
ESCOAMENTO EM SISTEMA DE MACRODRENAGEM:
INFLUÊNCIA DE SINGULARIDADES**

Porto Alegre
Junho de 2020

GABRIEL SCHOLL ROBALLO

**ANÁLISE DAS CONDIÇÕES HIDRÁULICAS DE
ESCOAMENTO EM SISTEMA DE MACRODRENAGEM:
INFLUÊNCIA DE SINGULARIDADES**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Comissão de
Graduação do Curso de Engenharia Civil da Escola de Engenharia
da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos
requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientadora: Prof^a. Ana Luiza de Oliveira Borges

Porto Alegre
Junho de 2020

CIP - Catalogação na Publicação

Roballo, Gabriel Scholl

Análise das condições hidráulicas de escoamento em sistema de macrodrenagem: influência de singularidades / Gabriel Scholl Roballo. -- 2020.

110 f.

Orientadora: Ana Luiza de Oliveira Borges.

Trabalho de conclusão de curso (Graduação) -- Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Curso de Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-RS, 2020.

1. Drenagem urbana. 2. Singularidade em canal de seção fechada. 3. Perturbações do escoamento. 4. Dissipação de potência em escoamento. I. Borges, Ana Luiza de Oliveira, orient. II. Título.

GABRIEL SCHOLL ROBALLO

**ANÁLISE DAS CONDIÇÕES HIDRÁULICAS DE
ESCOAMENTO EM SISTEMA DE MACRODRENAGEM:
INFLUÊNCIA DE SINGULARIDADES**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pela Banca Examinadora, pela Professora Orientadora e pela Comissão de Graduação do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, junho de 2020

BANCA EXAMINADORA

Profa. Ana Luiza de Oliveira Borges (UFRGS)
Dra. pela Université Joseph Fourier, Grenoble, França
Orientadora

Prof. Rafael Manica (UFRGS)
Dr. pelo PPGRHSA/IPH/UFRGS

Pedro Oderich da Costa
Engenheiro Civil pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho aos meus pais, Gerson e Marli, que me proporcionaram o privilégio do acesso ao conhecimento, sempre me auxiliaram na tomada de decisões e apoiaram as minhas escolhas; e ao meu irmão, Guilherme, fiel companheiro para todas os momentos, que me faz enxergar a pluralidade das coisas.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao trabalhador povo brasileiro, que a muitas custas mantém um ensino público e gratuito em um país populoso de dimensões continentais, e que dessa forma me possibilitou acesso a instituições de ensino público e de qualidade desde o ensino fundamental.

Agradeço também à Universidade Federal do Rio Grande do Sul por ter me proporcionado uma sólida formação acadêmica, acreditando que a educação é o caminho para o crescimento humano, social, científico e tecnológico.

Muito importantes à minha formação cidadã e responsáveis por me ensinar a valorizar o estudo, agradeço a todos os professores que, desde os anos iniciais, me forneceram a base para estar apto a contribuir socialmente com os conhecimentos transmitidos a mim.

Expresso também meus sinceros agradecimentos à orientadora deste trabalho, Professora Ana Borges, por todo o apoio disponibilizado na concretização desta pesquisa, sempre interessada em ensinar e sanar dúvidas.

Agradeço a toda equipe do NECOD, que auxiliou na execução de ensaios, essenciais para a realização deste trabalho.

Viver é como andar de bicicleta:
é preciso estar em constante movimento
para manter o equilíbrio.

Albert Einstein

RESUMO

Este trabalho versa sobre os efeitos hidráulicos resultantes de singularidades em sistema de macrodrenagem. A galeria em questão foi construída em região de urbanização consolidada do município de Porto Alegre, tornando-se impraticável a construção de uma macrodrenagem tradicional, o que obrigou a adoção de um projeto com inúmeras singularidades, como curvas, rebaixamento do teto do conduto e degraus, resultando em mudanças no regime de escoamento, variando de subcrítico a supercrítico e vice-versa. Neste sentido, há a formação de remansos e ressalto hidráulico em locais específicos em função da vazão e, por se tratar de um canal de seção fechada, alguns desses efeitos podem ser prejudiciais para a capacidade de escoamento por resultar em afogamento da galeria. Por ser um sistema de macrodrenagem, a galeria está sujeita a uma ampla variabilidade de vazões, afetando a dinâmica interna do escoamento, assim como as singularidades, que também influenciam nos locais e dimensões desses efeitos hidráulicos. No presente trabalho busca-se avaliar as alterações hidráulicas causadas pela modificação de uma singularidade presente no conduto de drenagem. Foram realizados ensaios em modelo reduzido de conduto forçado na escala 1:15, alternado-se a geometria de uma transição vertical (degraus vertical e inclinados 1V:2H e 1V:4H), submetida ao escoamento de vazões de 150, 300 e 500 litros por minuto, garantindo a condição de escoamento a superfície livre. Com base nas medidas de altura da linha de água do escoamento do modelo, estabeleceu-se uma relação entre as combinações de vazão e geometria da singularidade, através do cálculo da dissipação de energia que ocorre entre o escoamento a montante da transição vertical e o escoamento em regime lento a jusante do ressalto hidráulico formado. Desta forma, foi possível considerar a alternativa em degrau vertical como a transição que resulta em dissipação da energia do escoamento em menor comprimento de canal, produzindo escoamentos mais estáveis para a maior proporção do modelo, de forma que a variação de vazão interfira menos na variabilidade da disposição do efeitos hidráulicos presentes no escoamento.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Traçado do sistema de macrodrenagem	15
Figura 2 – Trecho do sistema de macrodrenagem representada no modelo (assinalado em vermelho)	16
Figura 3 – Determinação da linha de energia pela equação de Bernoulli	22
Figura 4 – Parâmetros hidráulicos característicos do escoamento em degrau	31
Figura 5 – Trecho do modelo reduzido do conduto Álvaro Chaves	36
Figura 6 – Esboço do modelo reduzido do conduto Álvaro Chaves	37
Figura 7 – Vista lateral do modelo reduzido do conduto	38
Figura 8 – Vista superior do modelo reduzido do conduto	38
Figura 9 – Representação dos trechos e singularidades do modelo reduzido do conduto	39
Figura 10 – Degrau inclinado 1V:2H da macrodrenagem	40
Figura 11 – Degrau inclinado 1V:2H do modelo em estudo	40
Figura 12 – Esboço do trecho 2 em degrau inclinado a 50% (original)	41
Figura 13 – Foto do trecho 2 em degrau inclinado a 50% (original)	41
Figura 14 – Esboço do trecho 2 em degrau vertical (alternativa 1)	41
Figura 15 – Foto do trecho 2 em degrau vertical (alternativa 1)	41
Figura 16 – Esboço do trecho 2 em degrau inclinado a 25% (alternativa 2)	42
Figura 17 – Foto do trecho 2 em degrau inclinado a 25% (alternativa 2)	42
Figura 18 – Medição sendo realizada no modelo reduzido do conduto	43
Figura 19 – Esquematização do processo experimental	45
Figura 20 – Referências horizontal e vertical no modelo	48
Figura 21 – Esboço da linha de água para o modelo com degrau inclinado 1V:2H para a vazão de 150 litros por minuto	50
Figura 22 – Esboço da linha de água para o modelo com degrau inclinado 1V:2H para a vazão de 300 litros por minuto	51
Figura 23 – Esboço da linha de água para o modelo com degrau inclinado 1V:2H para a vazão de 500 litros por minuto	52
Figura 24 – Água "aprisionada" em região de baixa pressão	53
Figura 25 – Linha de água entre a lâmina e paramento do degrau	53
Figura 26 – Esboço da linha de água para o modelo com degrau vertical para a vazão de 150 litros por minuto	55
Figura 27 – Esboço da linha de água para o modelo com degrau vertical para a vazão de 300 litros por minuto	56
Figura 28 – Esboço da linha de água para o modelo com degrau vertical para a vazão de 500 litros por minuto	57

Figura 29 – Esboço da linha de água para o modelo com degrau inclinado 1V:4H para a vazão de 150 litros por minuto	58
Figura 30 – Esboço da linha de água para o modelo com degrau inclinado 1V:4H para a vazão de 300 litros por minuto	59
Figura 31 – Esboço da linha de água para o modelo com degrau inclinado 1V:4H para a vazão de 500 litros por minuto	60
Figura 32 – Ressalto hidráulico seguido por ondulações	65
Figura 33 – Ondulações a jusante do ressalto hidráulico	65
Figura 34 – Croqui da contração lateral no trecho 2 do modelo	66
Figura 35 – Formação de ondulações na contração lateral do modelo	68
Figura 36 – Ondulações da contração lateral do modelo	68
Figura 37 – Propagação das ondas da contração lateral do modelo até ressalto hidráulico	69
Figura 38 – Local de medição com inclinação 1V:2H (original)	70
Figura 39 – Local de medição com inclinação 1V:4H (alternativa 2)	70
Figura 40 – Formação de escoamento supercrítico a jusante do degrau vertical e bolsão de baixa pressão	71
Figura 41 – Apresentação das variáveis do dimensionamento do escoamento no degrau vertical	72
Figura 42 – Exemplo de onde se encontrariam as três seções do escoamento para análise	76
Figura 43 – Porcentagem da potência de entrada dissipada entre a crista da singularidade e o fim do ressalto hidráulico	83
Figura 44 – Parcelas de dissipação de potência para os ensaios correspondentes a 150l/min	85
Figura 45 – Parcelas de dissipação de potência para os ensaios correspondentes a 300l/min	86
Figura 46 – Parcelas de dissipação de potência para os ensaios correspondentes a 500l/min	87
Figura 47 – Relação entre potência de entrada dissipada e comprimento total da região de dissipação (singularidade, remanso e ressalto hidráulico)	88
Figura 48 – Relação entre potência de entrada dissipada entre a crista da singularidade e o início do remanso com o número de queda	89
Figura 49 – Relação entre potência de entrada dissipada entre o início do remanso e o fim do ressalto hidráulico com o número de queda	90
Figura 50 – Detalhe de aeradores em canal com degrau vertical	91
Figura 51 – Rampa de sedimentos gerada no degrau vertical no fim do trecho três	92
Figura 52 – Relação entre potência de entrada dissipada entre a crista da singularidade e o início do remanso com a vazão	93

Figura 53 – Singularidade no teto do conduto com rebaixamento de 12 centímetros	94
Figura 54 – Linha de água para a vazão de 150 l/min para cada singularidade ensaiada	102
Figura 55 – Linha de água para a vazão de 300 l/min para cada singularidade ensaiada	103
Figura 56 – Linha de água para a vazão de 500 l/min para cada singularidade ensaiada.	104
Figura 57 – Ponto de referência para medição de distância do ressalto hidráulico para o degrau vertical	106
Figura 58 – Ponto de referência para medição de distância do ressalto hidráulico para o degrau inclinado 1V:2H	106
Figura 59 – Ponto de referência para medição de distância do ressalto hidráulico para o degrau inclinado 1V:4H	107
Figura 60 – Altura útil a montante e a jusante da singularidade para degrau inclinado 1V:2H	109
Figura 61 – Altura útil a montante e a jusante da singularidade para degrau inclinado 1V:4H	109
Figura 62 – Altura útil a montante e a jusante da singularidade para degrau vertical	110

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Tipos de curva de remanso.....	25
---	----

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Ensaio realizado no modelo reduzido	46
Tabela 2 – Medições obtidas para o modelo com o degrau inclinado 1V:2H para vazão de 150 litros por minuto	49
Tabela 3 – Medições obtidas para o modelo com o degrau inclinado 1V:2H para vazão de 300 litros por minuto	50
Tabela 4 – Medições obtidas para o modelo com o degrau inclinado 1V:2H para vazão de 500 litros por minuto	51
Tabela 5 – Medições obtidas para o modelo com o degrau vertical para vazão de 150 litros por minuto	54
Tabela 6 – Medições obtidas para o modelo com o degrau vertical para vazão de 300 litros por minuto	55
Tabela 7 – Medições obtidas para o modelo com o degrau vertical para vazão de 500 litros por minuto	56
Tabela 8 – Medições obtidas para o modelo com o degrau inclinado 1V:4H para vazão de 150 litros por minuto	58
Tabela 9 – Medições obtidas para o modelo com o degrau inclinado 1V:4H para vazão de 300 litros por minuto	59
Tabela 10 – Medições obtidas para o modelo com o degrau inclinado 1V:4H para vazão de 500 litros por minuto	60
Tabela 11 – Tempos cronometrados no trecho três com escoamento fluvial	62
Tabela 12 – Profundidades crítica e normal calculadas para o trecho um	64
Tabela 13 – Profundidades medidas para o fim do trecho um	64
Tabela 14 – Alturas normal e crítica de escoamento no terceiro trecho	66
Tabela 15 – Variações angulares máximas aceitáveis para contrações de acordo com os dados medidos	67
Tabela 16 – Profundidades medidas após as singularidades	71
Tabela 17 – Medidas das profundidades características a jusante do degrau vertical	72
Tabela 18 – Comprimento de remanso nos ensaios	73
Tabela 19 – Localização e altura do fim do ressalto hidráulico	74
Tabela 20 – Profundidades e Froude de entrada dos ressaltos hidráulicos	75
Tabela 21 – Número de queda e energia do escoamento na crista da singularidade	76
Tabela 22 – Energia do escoamento no fim do ressalto hidráulico	77
Tabela 23 – Variação de energia e potência dissipada total no intervalo de escoamento entre crista da singularidade e fim do ressalto hidráulico	78
Tabela 24 – Variação de energia e potência dissipada total no intervalo de escoamento entre crista da singularidade e fim do ressalto hidráulico agrupados pela vazão dos ensaios	79

Tabela 25 – Energia no fim da singularidade e início do remanso	80
Tabela 26 – Potência dissipada pelo escoamento entre a crista da singularidade e o início do remanso	81
Tabela 27 – Potência dissipada pelo escoamento entre o início do remanso e o fim do ressalto hidráulico	81
Tabela 28 – Potência dissipada total desde a crista da singularidade até o fim do ressalto hidráulico	82
Tabela 29 – Parcelas da porcentagem de dissipação em cada trecho do escoamento em função da potência na crista da singularidade	84

LISTA DE SIGLAS

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

LISTA DE SÍMBOLOS

a – altura do degrau (m)

A – área (ha)

a, b, c, d – constantes (adimensionais)

α – ângulo formado entre as laterais de canal em relação ao seu eixo central (°)

b – largura (m)

C – coeficiente de escoamento superficial

D_n – número de queda (adimensional)

ΔH – diferença de carga hidráulica entre duas seções (m)

F – Número de Froude (adimensional)

g – aceleração gravitacional (m/s²)

h_a – profundidade de escoamento em determinada seção "a" (cm)

h_c – altura crítica de escoamento (cm)

h_f – é o somatório das perdas de carga entre as seções analisadas (m)

h_p – profundidade de água junto ao sopé de degrau em fundo de canal (m)

h_1 – altura conjugada de determinado escoamento em regime torrencial (cm)

h_2 – altura conjugada de determinado escoamento em regime fluvial (cm)

i – intensidade de precipitação (mm/h)

I – inclinação (m/m)

K_{est} – coeficiente de perda de carga ao estreitamento de seção de canal (adimensional)

L – comprimento do ressalto hidráulico (m)

L_h – comprimento de queda (m)

n – coeficiente de rugosidade do canal ($s/m^{\frac{1}{3}}$)

P – potência (W)

q – descarga unitária (m^2/s)

Q – vazão (m^3/s)

RH – raio hidráulico (m)

t – duração de precipitação (min)

Tr – tempo de retorno (anos)

V_a – velocidade de escoamento em determinada seção "a" (m/s)

v_2 – velocidade de determinado escoamento em regime fluvial (m/s)

Z_a – cotas de fundo de canal em relação a um plano de referência em determinada seção "a" (cm)

ΔZ – desnível vertical da cota de leito de um canal (m)

γ – peso específico da água (N/m^3)

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	13
2 CONTEXTUALIZAÇÃO	15
3 QUESTÃO DE PESQUISA	18
4 JUSTIFICATIVA	19
5 OBJETIVOS	20
5.1 OBJETIVO GERAL	20
5.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	20
6 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	21
6.1 LINHA DE ÁGUA	21
6.1.1 Linha de energia	22
6.1.2 Altura normal de escoamento	23
6.1.3 Altura crítica de escoamento	24
6.1.4 Remanso	24
6.1.5 Ressalto hidráulico	25
6.2 BOLSÕES DE AR	27
6.3 GEOMETRIA DAS SINGULARIDADES DO CANAL	27
6.3.1 Transições horizontais - Estreitamentos	28
6.3.2 Transições verticais	30
a) Degrau vertical	30
b) Degrau inclinado	32
6.4 RELAÇÃO ENTRE MODELO E PROTÓTIPO	33
6.4.1 Escala de velocidades	33
6.4.2 Escala de vazões	34
6.4.3 Escala do coeficiente de rugosidade de Manning	35
7 MATERIAIS E MÉTODOS	36
7.1 INSTALAÇÃO EXPERIMENTAL	36
7.1.1 Descrição geral do modelo reduzido	36
7.1.2 Singularidade a ser modificada	39
7.1.3 Alimentação do modelo	42
7.1.4 Aparelhos de medição	43
7.2 PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL	43
8 RESULTADOS E ANÁLISES	48
8.1 LEVANTAMENTO DA LINHA DE ÁGUA	48

8.1.1 Degrau inclinado 1V:2H (original)	49
8.1.2 Degrau vertical (alternativa 1)	52
8.1.3 Degrau inclinado 1V:4H (alternativa 2)	57
8.2 ESTIMATIVA DO COEFICIENTE DE RUGOSIDADE DO MODELO	61
8.2.1 Expressão do coeficiente de rugosidade de Manning em termos de escala de semelhança	61
8.2.2 Análise da correspondência entre modelo e protótipo	62
8.3 EVOLUÇÃO E CARACTERIZAÇÃO HIDRÁULICA DO ESCOAMENTO ...	64
8.3.1 escoamento a montante da singularidade	64
8.3.2 escoamento a jusante da singularidade	65
a) Perturbações geradas pela transição horizontal	66
b) Profundidade do escoamento no fim da singularidade (início do trecho três)	70
c) Remanso entre o fim da singularidade e início do ressalto hidráulico	73
d) Ressalto hidráulico	73
8.4 EFEITO DA SINGULARIDADE NO CANAL	75
8.4.1 Potência dissipada pelo escoamento	77
8.4.2 Análise da influência da dissipação de energia sobre o canal	87
9 CONSIDERAÇÕES	91
10 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	96
10.1 CONCLUSÕES	96
10.2 RECOMENDAÇÕES	97
REFERÊNCIAS	99
ANEXO A	101
ANEXO B	105
ANEXO C	108

1 INTRODUÇÃO

A urbanização acelerada e pouco planejada ocorrida no Brasil a partir da década de 1920, principalmente pela industrialização das cidades brasileiras combinada com a mecanização do campo, concentração de terras e acelerado crescimento vegetativo resultou em grandes zonas impermeáveis e pouca preservação de cursos hídricos e solo. Com o surgimento dos primeiros sintomas resultantes dessa expansão urbana, como problemas de doenças relacionadas a falta de saneamento e alagamentos, começam a ocorrer movimentos por parte do poder público em direção à canalização de córregos e rios e drenagem de zonas alagadiças. Essas decisões foram também incentivadas pela especulação imobiliária, que surgia pelo aumento da demanda por empreendimentos habitacionais e comerciais nas cidades com crescimentos populacionais cada vez mais acelerados.

Enquanto os rios e córregos urbanos canalizados aumentavam sua capacidade de vazão através do aumento de velocidade de suas águas, a ocupação das zonas de inundação dos cursos hídricos contribuía negativamente para o solo já impermeabilizado das grandes concentrações urbanas e restringiam as zonas de amortecimento naturais às cheias, resultando em uma perigosa combinação de controle relativo dos córregos e rios urbanos. Esses que já não possuem qualidades ambientais adequadas e têm em sua bacia hidrográfica grandes regiões urbanas totalmente consolidadas, acabam extravasando nas temporadas de precipitações intensas.

Essa situação que se originou em decisões passadas, hoje obriga o poder público a realizar elevados investimentos para tentar cobrir os problemas acumulados ao longo do processo de urbanização descontrolada. Dentro desses investimentos, muitas vezes se encontram obras de saneamento de grandes custos voltadas à drenagem urbana que acabam não tendo a eficiência desejada justamente devido ao complexo sistema urbanístico já existente na região.

Desta forma, o poder público vê-se obrigado a implantar sistemas de esgotos pluviais e galerias adaptados ao projeto urbanístico da região, resultando em geometrias incomuns e que, ao receberem o escoamento, podem causar complexidades hidráulicas, como ressaltos hidráulicos resultantes de mudanças abruptas de regime de escoamentos, remansos pelo aumento de velocidade do fluxo de água e alterações das linhas de corrente do escoamento

devido a mudanças de direcionamento do canal construídos com raio de curvatura inadequados

Existe ainda a ampla variabilidade de vazões, que é diretamente dependente da intensidade dos eventos chuvosos na bacia de contribuição do sistema de drenagem urbana, que representa um fator agravante dos efeitos causados na dinâmica do escoamento pelas singularidades do canal, influenciando os padrões de linha de água e, por consequência, as velocidades e pressões internas do conduto. As mudanças nos padrões de linha de água interferem diretamente na capacidade de escoamento do canal, uma vez que o aumento do nível de água não reflete necessariamente o aumento proporcional da vazão que nele escoam.

Frente às complexidades hidráulicas que ocorrem em sistemas de drenagem pluvial, o entendimento da influência das singularidades no escoamento, que é a motivação deste trabalho, é relevante também no projeto de futuras estruturas, de maneira a preveni-las de possíveis geometrias que possam vir a prejudicar o desempenho dos sistemas construídos. Para o melhor entendimento da dinâmica de um sistema de macrodrenagem urbano, foram realizados ensaios para mensurar padrões de escoamento gerados em singularidade de modelo reduzido em condições de variação da vazão e alteração de sua geometria.

Cristóvão Colombo, bem como o início do trecho sob a Avenida Cristóvão Colombo, conforme pode ser conferido na Figura 2.

Figura 2 – Trecho do sistema de macrodrenagem representado no modelo (assinalado em vermelho)



(fonte: Adaptado do parecer do CREA-RS, 2013)

Para vencer declividades do terreno e se adaptar ao desenho das vias, o canal apresenta desníveis acentuados combinados com estreitamentos de canal e curvas sem raios de curvatura adequados. Estas assimetrias são representadas no modelo em questão, tornando-se possível a análise da sua influência no fluxo de água do modelo.

Dentre os desníveis presentes no modelo, existe um degrau inclinado na proporção de 1V:2H que resulta em uma mudança de regime de escoamento lento para rápido, formando um ressalto hidráulico a jusante da assimetria. Segundo Silva (2015, p. 86), este desnível geométrico combinado com contrações laterais que ocorrem neste mesmo ponto, é responsável pelos efeitos mais significativos no escoamento, tanto na situação de regime permanente quanto na de regime não-permanente.

Na mesma pesquisa é evidenciado que, em escoamentos a superfície livre, esta rampa induz a formação de estruturas de perturbação na superfície do escoamento e de ressalto hidráulico móvel, com posicionamento variável em função da vazão ensaiada, originando instabilidades

hidráulicas. Estas instabilidades geram inúmeros malefícios ao funcionamento do canal, conforme cita Silva (2015, p. 86).

O avanço desse ressalto hidráulico oscilante móvel [...] proporciona a propagação de estruturas [...] para jusante, perturbando fortemente a superfície do escoamento e possibilitando o aprisionamento de bolsões de ar. (Silva, 2015, p. 86)

Embora haja a formação de bolsões de ar estacionários em pontos específicos, muitos acabam transladando de jusante para montante do conduto, resultando em bruscas alterações de pressão interna do mesmo. Estes fenômenos acabam interferindo no escoamento e, quando combinados, provocam transientes hidráulicos com picos de pressão que podem comprometer a integridade estrutural do conduto. Segundo Silva (2015, p. 13), estudos experimentais confirmam que transições entre escoamentos à superfície livre e escoamentos pressurizados representam uma causa potencial de colapso de estruturas e uma das possíveis causas da falha estrutural da macrodrenagem que embasou a construção do modelo, ocorrida no ano de 2013, quando parte de sua seção colapsou.

Para melhor compreender os padrões de escoamento e as influências das assimetrias de uma estrutura singular como o conduto modelado, a presente pesquisa propõe algumas modificações na geometria de singularidade (degrau inclinado). Através de medições, traça-se um comparativo dos fenômenos hidráulicos que ocorrem no escoamento, considerando a estrutura original do sistema e as alternativas de singularidades propostas.

3 QUESTÃO DE PESQUISA

Considera-se que, quanto mais restrito a uma região próxima da singularidade se concentram os efeitos hidráulicos, menor é o efeito da singularidade sobre o escoamento no canal, gerando escoamentos mais estáveis, sob o ponto de vista da extensão do canal sujeita à regime rápido e ressalto hidráulico. Assim, este trabalho se propõe a responder se é possível, através da implantação de alternativas de geometria de singularidade em diferentes inclinações em modelo reduzido, caracterizar estas singularidades sob o ponto de vista da geração de escoamentos mais estáveis.

4 JUSTIFICATIVA

O estudo hidráulico em canais de macrodrenagem é fundamental para o entendimento do funcionamento dos mesmos em situações de precipitações intensas. Esse estudo se torna mais importante em canais de seção fechada, que podem vir a se comportar como condutos forçados e mudar suas capacidades de vazão.

Ao mesmo tempo que o dimensionamento de canais de esgoto pluvial deve ser executado em função do histórico de chuvas da bacia hidrográfica, deve ser levado em consideração as limitações urbanísticas da região, o que acaba resultando em complexas geometrias e formas de seção desses canais. Assim sendo, a execução de modelos reduzidos auxilia no complexo estudo hidráulico de canais que possuem diversas descontinuidades e transições, como o que ocorre com o conduto Álvaro Chaves.

O uso de modelos reduzidos possibilita realizar diversas modificações de geometria dos canais e colocá-las em uso com escoamentos controlados para buscar melhores formas e propor alternativas de traçado e seção. Além disso possibilita a coleta de dados em laboratório que depois possam ser transferidos para a estrutura real, complementando as informações necessárias para seu projeto, de forma a prevenir fortes impactos sociais e econômicos resultantes de alagamentos provenientes de precipitações intensas em áreas urbanas.

Pode-se considerar que o tema se torna cada vez mais oportuno, uma vez que as concentrações urbanas brasileiras já sofrem os frutos dos baixos investimentos no planejamento do saneamento, visto que ocorrem mortes por enxurradas e prejuízos de forma relativamente frequente ao longo dos anos em inúmeras cidades.

5 OBJETIVOS

5.1 OBJETIVO GERAL

O objetivo geral do trabalho é avaliar e comparar o efeito de modificações de geometrias pontuais (singularidades) do modelo do Conduto Álvaro Chaves sobre as características do escoamento resultantes da ação de diferentes vazões.

5.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Mapear a evolução da linha de água ao longo do trecho do conduto afetado pela mudança de cota de fundo, em condições de diversas vazões, com a geometria original (degrau inclinado 1V:2H) e com a proposição de geometrias alternativas (degrau vertical e degrau inclinado 1V:4H);
- Avaliar o impacto das alternativas propostas sobre o escoamento, focando na evolução do escoamento: remanso e ressalto hidráulico formados (posicionamento, alturas características, comprimento e energia dissipada);
- Relacionar, através dos critérios de semelhança hidráulica (semelhança de Froude), os parâmetros adimensionais encontrados para o modelo reduzido com o sistema de macrodrenagem, de forma a estimar os resultados esperados para a escala real.

6 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Os estudos a respeito de canais de drenagem urbana de seção transversal fechada possuem uma série de complicadores adicionais na questão de análise hidráulica do escoamento, tanto devido aos efeitos das singularidades impostas pela urbanização e expansão urbana quanto pela fundamentação probabilística de seu dimensionamento no que tange a hidrologia. Esta combinação de efeitos resulta em escoamentos que podem apresentar variações de magnitude em função do volume de água a ser escoado, submetendo o conduto a um regime variável de vazões que induz mudanças no seu comportamento hidráulico, podendo estes atuarem como condutos forçados ou abrigarem escoamentos sob ação da pressão atmosférica.

Estas mudanças de comportamento hidráulico podem vir a criar inúmeros problemas conhecidos. Em Diretrizes Básicas para Projetos de Drenagem Urbana no Município de São Paulo (1999, p 31) é citado um dos principais efeitos ocorridos neste tipo de canal.

[...] as galerias têm capacidade de escoamento limitada ao seu raio hidráulico relativo à seção plena, que é inferior à sua capacidade máxima em regime livre. Em outras palavras, as galerias ao passarem a operar em carga, sofrem uma redução de capacidade que, muitas vezes, pode estar aquém das necessidades do projeto. (Diretrizes Básicas para Projetos de Drenagem Urbana no Município de São Paulo 1999 p.31)

Portanto, é fundamental o estudo hidráulico da galeria para entender como o escoamento se comporta dentro deste. Alguns estudos estão presentes nesta fundamentação teórica.

6.1 LINHA DE ÁGUA

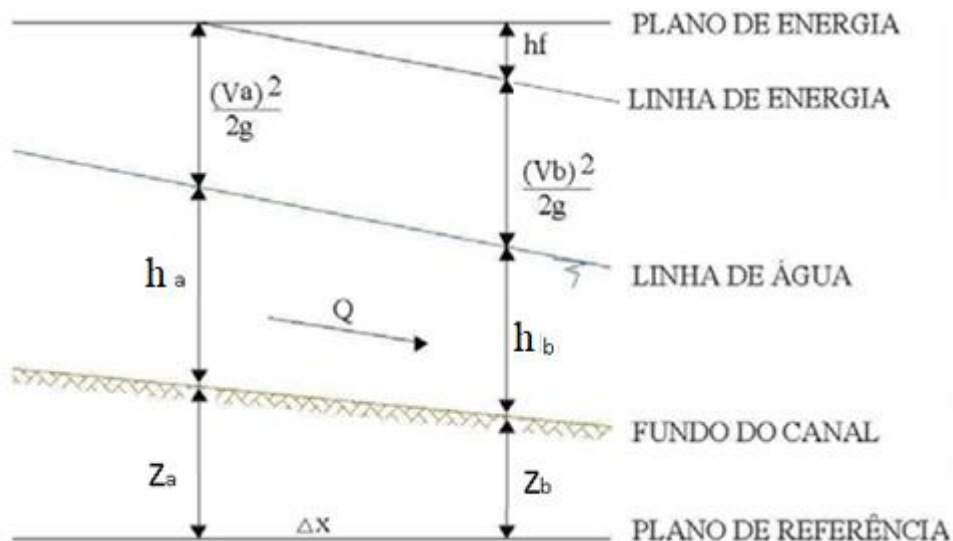
Em escoamentos a superfície livre, condição geralmente indicada em sistemas de macrodrenagem, o escoamento desenvolve uma cota de linha de água em função de diversos fatores, como o nível de fundo do canal impostos pelo relevo da localidade ou urbanização local, regimes de escoamento e singularidades e transições na geometria do canal. Assim, a linha de água nada mais é do que a representação, de forma contínua, da variação das profundidades observadas ao longo da trajetória do escoamento (Figura 3).

6.1.1 Linha de energia

Com a variação do leito do canal e consequente alteração na dinâmica hidráulica do escoamento, o princípio da conservação de energia expresso pela equação de Bernoulli pode ser determinante ao correlacionar declividade do canal, profundidade e velocidade de escoamento e a perda de carga, permitindo assim a determinação da linha de água.

O método de conservação de energia garante que o somatório da carga hidráulica presente em uma determinada seção do canal seja igual à carga hidráulica em qualquer local a jusante somadas as perdas de carga do escoamento, sejam as ocorridas pela ação de tensões de cisalhamento do escoamento com o canal, ou as localizadas, geralmente em expansões, contrações, junções, ramificações e curvas. Se supormos as seções "a" e "b" de um mesmo escoamento, conforme demonstrado na Figura 3, e adotarmos um plano de referência, podemos expressar a conservação da energia em um trecho de canal (Equação 1).

Figura 3 – Determinação da linha de energia pela equação de Bernoulli



(fonte: adaptado de: Plano Diretor de Drenagem Urbana de Porto Alegre, 2005, p. 147)

$$h_a + Z_a + \frac{V_a^2}{2 \times g} = h_b + Z_b + \frac{V_b^2}{2 \times g} + hf \quad (\text{Equação 1})$$

onde h_a e h_b são as alturas de linhas de água desde o fundo do canal de cada uma das seções; Z_a e Z_b são as cotas do fundo do canal com relação ao plano de referência de cada uma das seções; V_a e V_b são as velocidades de escoamento nas respectivas seções; g é a aceleração da gravidade; e hf é o somatório das perdas de carga entre as seções analisadas.

Utilizando-se os parâmetros presentes na equação de Bernoulli e considerando uma seção qualquer do escoamento, de modo que o plano de referência coincida com o fundo do canal, a carga hidráulica da seção transversal será a energia específica do escoamento na determinada seção.

6.1.2 Altura normal de escoamento

A altura normal de escoamento é caracterizada em função da vazão, geometria do canal e coeficiente de rugosidade de Manning. Ela indica a profundidade do escoamento referente à condição de movimento uniforme, ou seja, profundidades e propriedades invariantes ao longo do comprimento do canal. Para canais de seção retangular, é definida através da Equação 2.

$$h_n = \left(\frac{n \times Q}{\sqrt{I}} \right)^{0,6} \frac{(b + 2h_n)^{0,4}}{b} \quad (\text{Equação 2})$$

onde n é o coeficiente de rugosidade do canal; Q é a vazão do escoamento; I é a inclinação do canal e b é a largura de base do canal.

Cabe salientar que a Equação 2 é obtida, para o movimento uniforme em canal, combinando-se a equação da continuidade (Equação 2a) com a equação de Manning (Equação 2b), adotada para expressar a velocidade média do escoamento.

$$Q = V \cdot A \quad (\text{Equação 2a})$$

$$V = \frac{1}{n} \cdot RH^{\frac{2}{3}} \cdot I^{0,5} \quad (\text{Equação 2b})$$

6.1.3 Altura crítica de escoamento

A altura crítica do escoamento de uma determinada vazão ocorre quando a energia específica do escoamento é a menor possível, sendo uma condição que ocorre quando o Número de Froude (F) corresponde a um. Ela indica a profundidade do escoamento que representa a passagem do escoamento rápido ($F > 1$) para o escoamento lento ($F < 1$) e vice-versa. Para canal com seção retangular, a altura crítica pode ser obtida pela Equação 3.

$$h_c = \left(\frac{Q^2}{b^2 \times g} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (\text{Equação 3})$$

onde Q é a vazão do escoamento; g é a aceleração da gravidade e b é a largura de base do canal.

6.1.4 Remanso

O remanso é gerado quando não se satisfaz as condições de movimento uniforme do escoamento em canal com declividade constante, ocorrendo uma mudança gradual na altura de profundidade do escoamento ao longo do canal. Este escoamento, também chamado de gradualmente variado, gera linhas de água que podem ser classificadas quanto à declividade do canal comparada com a declividade crítica do escoamento e quanto às zonas de variação da profundidade em comparação com as alturas normal e crítica de escoamento. A combinação

de ambos fatores possibilita a definição de tipos de curvas que a linha de água forma, podendo ser classificada, segundo Chow (1959, p. 229) como curvas dos tipos "S", "C", "M", "H" ou "A", conforme consta no Quadro 1. Neste quadro, as letras representam, o tipo de declividade do canal e os números que qualificam as curvas são determinados pela profundidade do escoamento na curva de remanso em comparação com as alturas crítica e normal de escoamento.

Quadro 1 – Tipos de curva de remanso

DECLIVIDADE	TIPO DE CURVA		TIPO DE REMANSO	PROFUNDIDADE
$I > I_c$	S	1	Elevação	$y > h_n > h_c$
		2	Rebaixamento	$h_c < y < h_n$
		3	Elevação	$y < h_c < h_n$
$I = I_c$	C	1	Elevação	$y > h_n = h_c$
		3	Elevação	$y < h_n = h_c$
$I < I_c$	M	1	Elevação	$y > h_n > h_c$
		2	Rebaixamento	$h_c < y < h_n$
		3	Elevação	$y < h_c < h_n$
$I = 0$	H	2	Rebaixamento	$y > h_c$
		3	Elevação	$y < h_c$
$I < 0$	A	2	Rebaixamento	$y > h_c$
		3	Elevação	$y < h_c$

I = declividade do canal; I_c = declividade crítica do canal; y = altura de escoamento; h_n = altura normal de escoamento; e h_c = altura crítica de escoamento.

(fonte: Próprio autor)

6.1.5 Ressalto Hidráulico

O ressalto hidráulico pode ser considerado uma transição de regimes de escoamento, do rápido para o lento, de forma abrupta, resultando em uma variação do Número de Froude (F) em pequenas distâncias de escoamento. Este fenômeno hidráulico é definido pelas alturas conjugadas (Equação 4), que estabelece uma relação entre as alturas do escoamento em seu

início (regime torrencial) e em seu fim (regime fluvial). As alturas conjugadas apresentam valores iguais para o somatório das forças oriundas da quantidade de movimento e da variação da pressão hidrostática.

$$h_1 = -\frac{h_2}{2} + \sqrt{\frac{2 \times v_2^2 \times h_2}{g} + \frac{h_2^2}{4}} \quad (\text{Equação 4})$$

onde h_1 é a altura conjugada correspondente ao regime torrencial do escoamento; h_2 é a altura conjugada correspondente ao regime fluvial do escoamento; v_2 é a velocidade do escoamento em regime fluvial e g representa a aceleração gravitacional.

O comprimento de ressalto hidráulico (L) pode ser calculado por diversos métodos e teorias em função das próprias alturas conjugadas, tais como Safranez, Smetana, Douma e o método utilizado pelo *Bureau of Reclamation* dos Estados Unidos (USBR). Como as teorias diferem nos resultados por serem representadas por fórmulas diversas, utiliza-se o resultado mais conservador em favor da maior segurança do sistema.

$$L (\text{Safranez}) = 5,2 \times h_2 \quad (\text{Equação 5})$$

$$L (\text{Smetana}) = 6,02 \times (h_2 - h_1) \quad (\text{Equação 6})$$

$$L (\text{Douma}) = 3,0 \times h_2 \quad (\text{Equação 7})$$

$$L (\text{USBR}) = 6,9 \times (h_2 - h_1) \quad (\text{Equação 8})$$

6.2 BOLSÕES DE AR

Em sistemas de macrodrenagem, o padrão de escoamento sofre grande influência de diversos fatores, como assimetrias presentes na geometria do canal. Estas influências são maximizadas em regime supercrítico de escoamento ou quando diferentes assimetrias produzem instabilidades hidráulicas que podem vir a sobrepor seus efeitos. A geometria do canal pode também, através do efeito de perturbações da superfície do escoamento, quando se tratar de canal de seção fechada, produzir fenômenos hidráulicos mais complexos: o aprisionamento de ar em forma de bolsões entre a superfície do fluido e a parte superior do sistema de macrodrenagem.

Esses bolsões de ar ocorrem durante o enchimento rápido dos condutos horizontais de um sistema de drenagem, resultando em um escoamento bifásico (SILVA, 2015, p. 34) de ar e fluido. O sistema bifásico em um conduto pode ocorrer através de variadas formas. A combinação de fluido com ar pode ocorrer em linhas definidas de separação entre líquido e gás dentro do conduto, ou pode haver ocorrências de ondas do fluido que avançam sobre a parte aerada da galeria, formando linhas tortuosas de limite entre o líquido e gás, ou até em aprisionamento do ar em bolsões de ar. Estas últimas estruturas são prejudiciais para o desenvolvimento de escoamentos no canal. Enquanto alguns bolsões de ar podem ficar estacionários em certos pontos devido à geometria do canal, outros podem percorrer os condutos até se acomodar em algum lugar onde se junte aos bolsões estacionários ou ainda até um local de alívio de pressões onde o bolsão é expulso do sistema, como em poços de visita.

Segundo Silva (2015, p. 84), existem padrões de enchimento de condutos que podem vir a formar tais bolsas de ar, sendo um deles, que inicia com a formação de um ressalto hidráulico oscilante, móvel de jusante para montante. Caso a superfície líquida toque na parte superior do conduto, afogando um trecho do canal, haverá o aprisionamento de ar, com a geração dos bolsões de ar. O afogamento do canal pode se dar, portanto, por diversos fatores, inclusive por ressaltos hidráulicos, que serão analisados nesta pesquisa.

6.3 GEOMETRIA DAS SINGULARIDADES DO CANAL

A interação entre escoamento e canal pode diferir muito em função das formas geométricas que compõem as descontinuidades, modificando a dinâmica do sistema.

[...] os trechos de transição, seja de expansão, seja de concentração, são importantes principalmente para galerias de grandes dimensões, nos casos de alta velocidade de escoamento. A formação de ondas, que se propagam de jusante, pode causar problemas sérios para o bom funcionamento da galeria. [...] trechos de transição, mal estruturados, podem causar problemas a montante, tanto no regime sub-crítico como no super-crítico, assim como sobrelevações do nível de água. (Manual de Projeto de Drenagem Urbana do Governo do Estado de São Paulo 1980 p.363)

Portanto, é fundamental a análise hidráulica da interação do canal e de suas discontinuidades com o escoamento. Algumas geometrias, como curvas de raios demasiadamente pequenos ou rampas e degraus interferem diretamente no regime do fluido e podem ocasionar fenômenos complexos ao escoamento além de deposição excessiva de sedimentos para o caso de sistemas de drenagem e variação na capacidade de vazão do canal, tanto a jusante da discontinuidade quanto a montante.

Entretanto, as discontinuidades em canais de sistemas de drenagem muitas vezes são necessárias para se adequar às características urbanísticas locais, já que em muitas vezes a instalação do sistema de drenagem ocorre em momento posterior à ocupação.

6.3.1 Transições horizontais - Estreitamentos

As geometrias de canal mais estáveis são obtidas quando há paralelismo nas margens do mesmo. Entretanto, por escolhas econômicas ou limitações urbanísticas, ocasionalmente existe a necessidade de estreitamentos das margens do canal, sendo necessário a construção de transições horizontais. Essas transições, segundo Diretrizes Básicas para Projetos de Drenagem Urbana no Município de São Paulo (1999, p 161), se situadas em regiões onde o escoamento possui carga hidráulica muito elevada, formam perturbações em forma de ondas cruzadas estacionárias superficiais, causando instabilidades no escoamento. A formação dessas ondas, em canais abertos, determina a majoração da altura das margens do canal, já em condutos fechados pode gerar o afogamento do canal, interferindo na hidráulica do sistema.

Conforme consta em *Bureau of Reclamation of Small Dams (1987, p. 385)*, experimentos têm mostrado que variações angulares das laterais do canal que não excedam a angulação encontrada através da Equação 9 provocam uma aceitável transição, tanto para contrações como para expansões, de forma a evitar ondas cruzadas estacionárias superficiais ou distribuição desigual do fluxo pelo canal.

$$\tan \alpha = \frac{1}{3 \times \mathbb{F}} \quad (\text{Equação 9})$$

onde α é o ângulo formado entre as laterais do canal em relação ao eixo do canal; e \mathbb{F} o número de Froude do escoamento.

Nestas mudanças de traçado das laterais do conduto em regime de escoamento supercrítico, segundo Diretrizes Básicas para Projetos de Drenagem Urbana no Município de São Paulo (1999, p 161), ocorre a formação de ondas cruzadas estacionárias superficiais que podem vir a causar ressalto ou elevação do nível de água, situações que necessitam de maiores cuidados em galerias, por ter a possibilidade de causar afogamento de seção e a mesma entrar em regime de conduto forçado. Para os casos de estreitamento de seção lateral, o mesmo manual considera que as perdas de energia podem ser representadas pela Equação 10.

$$\Delta E = K_{est} \frac{Q^2}{2 \times g \times (h_b \times b_b)^2} \quad (\text{Equação 10})$$

onde K_{est} é o coeficiente de perda de carga devido ao estreitamento de seção que depende fundamentalmente da geometria da transição; Q é a vazão do escoamento; g representa a aceleração da gravidade; h_b é a altura do escoamento depois do estreitamento do canal; e b_b representa a base do canal após o estreitamento do canal.

Experimentalmente, Fórmica (1955) determinou o coeficiente K_{est} como 0,23 para contrações de arestas quadradas e 0,11 para bordos arredondados. Já Yarnell encontrou 0,35 para arestas quadradas e 0,18 para contrações de bordos arredondados nos seus estudos de perdas de carga em pilares de ponte.

Entretanto, a Equação 10 não se aplica ao modelo estudado nesta pesquisa, porque a equação trata de canal em que ocorre apenas a transição horizontal de estreitamento das margens, enquanto no modelo, ocorre uma singularidade que conjuga transição vertical e horizontal, resultando em sobreposição de efeitos sobre o escoamento. Todavia, podemos utilizar a

Equação 9 para fazer uma análise do estreitamento que ocorre no modelo, conforme será analisado no Capítulo 8, onde demonstra-se os resultados obtidos.

6.3.2 Transições verticais

As transições verticais ocorrem geralmente em forma de degraus e provocam perdas consideráveis e localizadas de energia, dependendo do número de Froude (F) a montante da descontinuidade. Conforme consta em Diretrizes Básicas para Projetos de Drenagem Urbana no Município de São Paulo (1999, p.172), quando o número de Froude (F) a montante é menor que 1,7, a dissipação de energia ocasionada pelo degrau acaba sendo pequena, formando um "ressalto hidráulico ondulado", enquanto que para o escoamento com Froude (F) entre 4,5 e 9, a dissipação de energia é considerável. Porém, em escoamentos com Froude (F) superior a 13, essas descontinuidades geométricas devem ser evitadas, pois acarretam fortes instabilidades da linha de água a jusante.

Um parâmetro que pode ser usado para uma análise hidráulica de desníveis verticais de canais é a queda relativa, que faz uma relação entre a diferença de cotas do leito do canal em transições verticais com a altura crítica do escoamento neste ponto, conforme a Equação 11.

$$q_r = \frac{\Delta Z}{h_c} \quad (\text{Equação 11})$$

onde ΔZ é o desnível vertical da cota do leito do canal; e h_c é a altura crítica do escoamento no ponto do degrau.

a) Degrau vertical

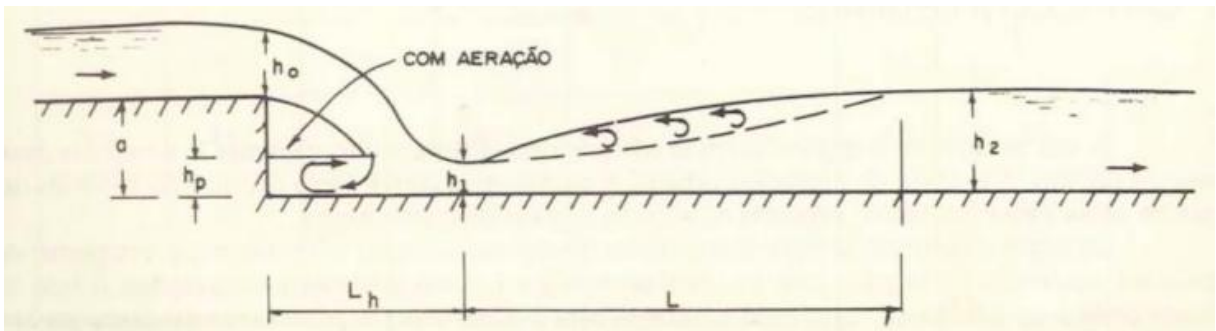
As transições verticais em degraus possuem algumas particularidades quanto ao comportamento hidráulico do escoamento, podendo formar estruturas aeradas ou degraus simplesmente afogados. Em ambos os casos podem formar ressalto hidráulico a jusante. Chow (1959, p. 423) orienta o projeto destas estruturas hidráulicas, estabelecendo suas dimensões através do "número de queda" determinado pela Equação 12.

$$D_n = \frac{q^2}{g \times a^3} \quad (\text{Equação 12})$$

onde D_n é o número de queda; q é a descarga unitária por unidade de largura da crista da soleira; g é a aceleração gravitacional e a é a altura do degrau.

Na Figura 4 pode-se analisar algumas dimensões características do degrau e dos fenômenos hidráulicos envolvidos. Nas Equações 13 a 16 estão apresentadas as relações propostas para o dimensionamento destas estruturas em função do "número de queda" de Chow (1959, p. 423).

Figura 4 – Parâmetros hidráulicos característicos do escoamento em degrau



(fonte: Manual de Projeto de Drenagem Urbana do Governo do Estado de São Paulo, 1980, p. 388)

As fórmulas são as seguintes:

$$L_h = 4,3 \times D_n^{0,27} \times a \quad (\text{Equação 13})$$

$$h_p = D_n^{0,22} \times a \quad (\text{Equação 14})$$

$$h_1 = 0,54 \times D_n^{0,425} \times a \quad (\text{Equação 15})$$

$$h_2 = 1,66 \times D_n^{0,27} \times a \quad (\text{Equação 16})$$

onde D_n é o número de queda; L_n é o comprimento de queda; h_p é a profundidade a jusante junto ao sopé do degrau; h_1 é a profundidade no sopé da lâmina vertente; h_2 é a profundidade da água a jusante do ressalto; h_0 é a profundidade da água a montante do degrau e a é a altura do degrau.

b) Degrau inclinado

Em degraus inclinados, segundo Manual de Projeto de Drenagem Urbana do Governo do Estado de São Paulo (1980 p.387), são satisfatórias inclinações de 1V:2H a 1V:4H e necessitam contar com proteção à erosão e nunca permitir o desenvolvimento de grandes velocidades. Nos casos em que ocorrem regimes de escoamento fluvial tanto a montante quanto a jusante do degrau, segundo o que consta em Diretrizes Básicas para Projetos de Drenagem Urbana no Município de São Paulo (1999, p. 163) a perda de energia em rampas com variação gradual, de até 1V:4H, pode ser considerada como 30% da calculada pela Equação 17.

$$\Delta E = h_a + \frac{Q^2}{2 \times g \times (b \times h_a)^2} - h_b - \frac{Q^2}{2 \times g \times (b \times h_b)^2} + \Delta Z \quad (\text{Equação 17})$$

onde Q é a vazão do escoamento; g representa a aceleração da gravidade; h_a e h_b são, respectivamente, as alturas do escoamento a jusante e a montante do degrau; b representa a base do canal; e ΔZ representa a diferença altura do degrau.

6.4 RELAÇÃO ENTRE MODELO E PROTÓTIPO

Em estudos hidráulicos costuma-se empregar modelos reduzidos nos quais uma realidade física é reproduzida em escala definida por parâmetro adimensional que traduza relação entre as forças dominantes no fenômeno modelado. Isso permite a transposição dos dados coletados no modelo reduzido para o protótipo através da escala geométrica empregada no modelo e as relações de escala entre as grandezas hidráulicas.

Igualando-se os números de Froude do modelo e do protótipo e expressando as grandezas envolvidas em termos de escala, Vergara (1995, p.113) estabeleceu relações de escala para as velocidades, as vazões e os coeficientes de rugosidade, entre outras variáveis.

6.4.1 Escala de velocidades

Uma vez que o modelo reduzido foi concebido pela semelhança de Froude, respeitando as relações entre as forças de inércia e gravidade, obtém-se a escala de velocidades, base para a determinação das demais relações que permitem a transferência de dados entre modelo e protótipo.

$$F_{modelo} = F_{protótipo} \quad (\text{Equação 18})$$

$$\frac{v_{modelo}}{\sqrt{g \times h_{modelo}}} = \frac{v_{protótipo}}{\sqrt{g \times h_{protótipo}}} \quad (\text{Equação 19})$$

$$\frac{v_{modelo}}{v_{protótipo}} = \sqrt{\frac{h_{modelo}}{h_{protótipo}}} \quad (\text{Equação 20})$$

$$\lambda_{velocidade} = \lambda_{geométrica}^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Equação 21})$$

6.4.2 Escala de vazões

Partindo da equação da continuidade, escrevendo seus termos através da relação entre a velocidade média e a área de seção de escoamento avaliadas no modelo e no protótipo, podemos obter, também pela semelhança de Froude, a relação entre as vazões do modelo e do protótipo.

$$\frac{Q_{modelo}}{Q_{protótipo}} = \frac{A_{modelo}}{A_{protótipo}} \times \frac{V_{modelo}}{V_{protótipo}} \quad (\text{Equação 22})$$

$$\lambda_{vazão} = \lambda_{área} \times \lambda_{velocidade} \quad (\text{Equação 23})$$

$$\lambda_{vazão} = \lambda_{geométrica}^2 \times \lambda_{geométrica}^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Equação 24})$$

$$\lambda_{vazão} = \lambda_{geométrica}^{\frac{5}{2}} \quad (\text{Equação 25})$$

6.4.3 Escala do coeficiente de rugosidade de Manning

Escrevendo a fórmula de Manning (Equação 2b) em função da relação entre as grandezas avaliadas no modelo e no protótipo, conseguimos estabelecer uma relação entre os coeficientes de Manning do modelo e do protótipo.

$$k = \frac{1}{n} \quad (\text{Equação 26})$$

$$\lambda_{velocidade} = \lambda_k \times \lambda_{raio\ hidráulico}^{\frac{2}{3}} \times \lambda_{declividade}^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Equação 27})$$

Utilizando-se da correlação encontrada na Equação 21, é possível traçar a relação entre a proporcionalidade de velocidade e a proporcionalidade geométrica da equação acima, considerando ainda que a proporcionalidade de declividade do canal é 1:1 e a do raio hidráulico corresponde à proporcionalidade geométrica, obtemos a Equação 28 a seguir.

$$\lambda_{geométrica}^{\frac{1}{2}} = \lambda_k \times \lambda_{geométrica}^{\frac{2}{3}} \times 1 \quad (\text{Equação 28})$$

$$\lambda_k = \lambda_{geométrico}^{-\frac{1}{6}} \quad (\text{Equação 29})$$

7 MATERIAIS E MÉTODOS

7.1 INSTALAÇÃO EXPERIMENTAL

7.1.1 Descrição geral do modelo reduzido

As medições e análises hidráulicas ocorreram no modelo reduzido em trecho do Conduto Álvaro Chaves, localizado no Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, construído na escala de 1:15 e montado sobre uma bancada de baquelite, estrutura que compõe o leito do canal. As paredes e o teto do canal foram construídos em acrílico, material translúcido, permitindo a visualização do escoamento no conduto. No teto do conduto foram inseridas estruturas transversais, o que corresponde às vigas estruturais existentes na galeria de macrodrenagem. Na Figura 5 podem ser visualizadas as estruturas que compõem o canal e os detalhes estruturais do topo do conduto.

Figura 5 – Trecho do modelo reduzido do conduto Álvaro Chaves

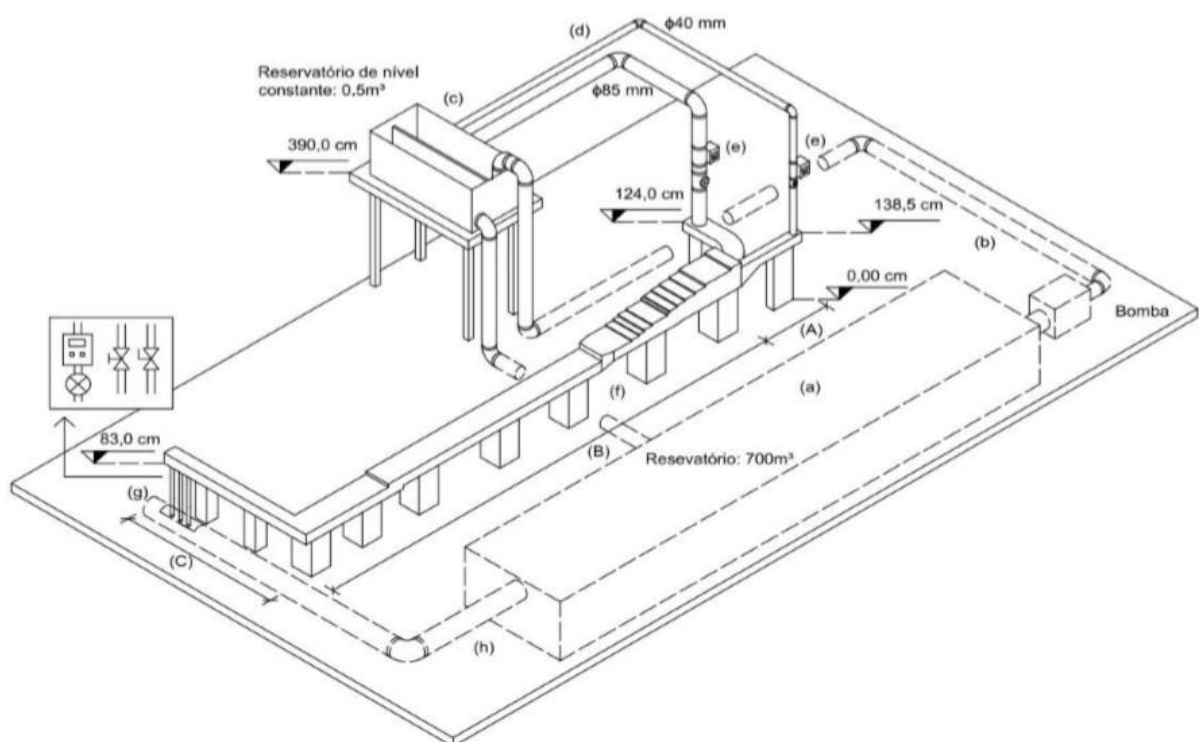


(fonte: Próprio autor)

O modelo reduzido, todavia, não representa a totalidade do sistema de mais de 15 quilômetros de macrodrenagem localizado na zona norte de Porto Alegre, mas apenas a parte localizada sob a Rua Coronel Bordini e Avenida Cristóvão Colombo, além dos trechos finais correspondentes às galerias oriundas da Rua Mata Bacelar, somando mais de 28 metros de modelo, com todos os detalhes construtivos e geometrias presentes na galeria, conforme ilustrado na Figura 2.

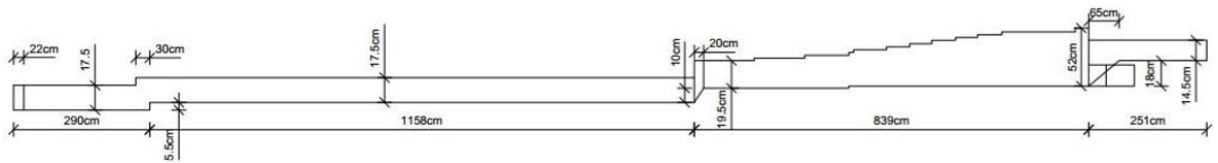
Entre as principais singularidades presentes no trecho modelado, existem degraus verticais e inclinados no leito e inúmeros degraus verticais na parte superior do conduto, além de curvas de 90° e uma redução significativa de área de seção de montante para jusante, de acordo com as Figuras 6 a 8.

Figura 6 – Esboço do modelo reduzido do conduto Álvaro Chaves



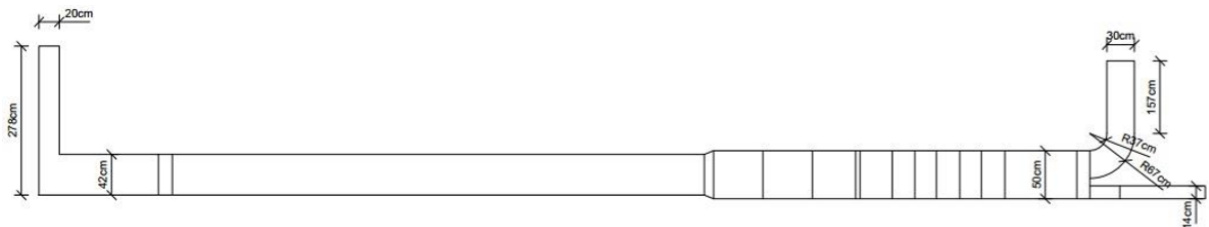
(fonte: SILVA, 2015. p. 57)

Figura 7 – Vista lateral do modelo reduzido do conduto



(fonte: SILVA, 2015, p. 58)

Figura 8 – Vista superior do modelo reduzido do conduto



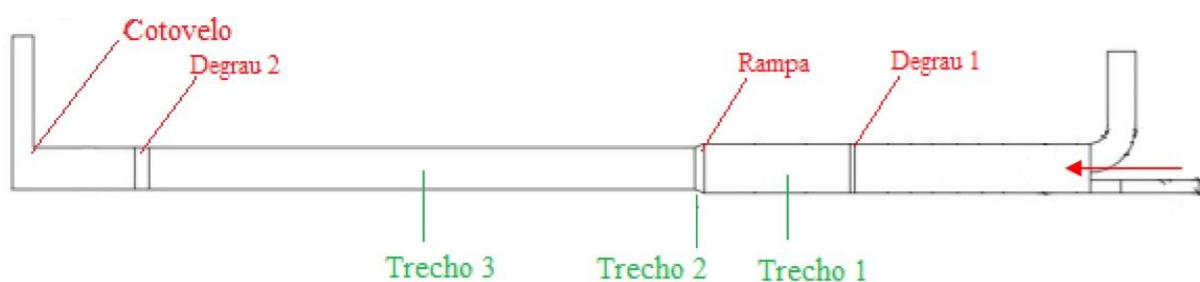
(fonte: SILVA, 2015, p. 58)

O modelo do conduto de macrodrenagem foi dividido em três trechos para melhorar o entendimento dos fenômenos hidráulicos e os locais onde ocorrem. Cada um dos trechos é limitado por singularidades dos condutos ou representa apenas um ponto do canal.

O primeiro trecho representa toda a estrutura que abriga o escoamento após o primeiro degrau, de pequenas dimensões e imediatamente antes do degrau inclinado (rampa) localizado a 8 metros e 40 centímetros do início do conduto de seção monocelular, que corresponde ao início do trecho de macrodrenagem sob a Rua Coronel Bordini. O segundo trecho representa a singularidade, especificadamente o degrau inclinado (rampa), local onde serão propostas modificações pela presente pesquisa e que corresponde ao trecho sob a Rua Coronel Bordini próximo ao cruzamento com a Rua Marquês do Pombal. O terceiro trecho fica representado por toda a estrutura que existe a jusante do degrau inclinado (rampa), local que abriga as principais estruturas hidráulicas resultantes do escoamento ao passar pela singularidade representada no segundo trecho. Este último trecho corresponde à porção final da

macro drenagem sob a Rua Coronel Bordini e o início sob a Avenida Cristovão Colombo. Na Figura 9 estão representadas cada uma das seções do trecho analisado na pesquisa

Figura 9 – Representação dos trechos e singularidades do modelo reduzido do conduto



(fonte: adaptado de: COSTA, 2017. p. 34)

7.1.2 Singularidade a ser modificada

Entre os trechos um e três (Figura 9), na geometria original, existe um degrau inclinado na proporção de 1V:2H que produz, em escoamentos a superfície livre, aumento de velocidade do fluxo de água e surgimento de ressalto hidráulico e remanso no trecho três do conduto. A seção do conduto que apresenta o degrau inclinado 1V:2H no leito da macro drenagem pode ser vista na Figura 10, e a sua reprodução em modelo reduzido em escala 1:15 pode ser visto na Figura 11. É importante salientar que nesta seção, além deste grande degrau inclinado no fundo da seção do conduto, existe contração lateral e redução na altura do conduto com rebaixamento abrupto da cobertura, criando um "degrau negativo" vertical na parte superior do conduto.

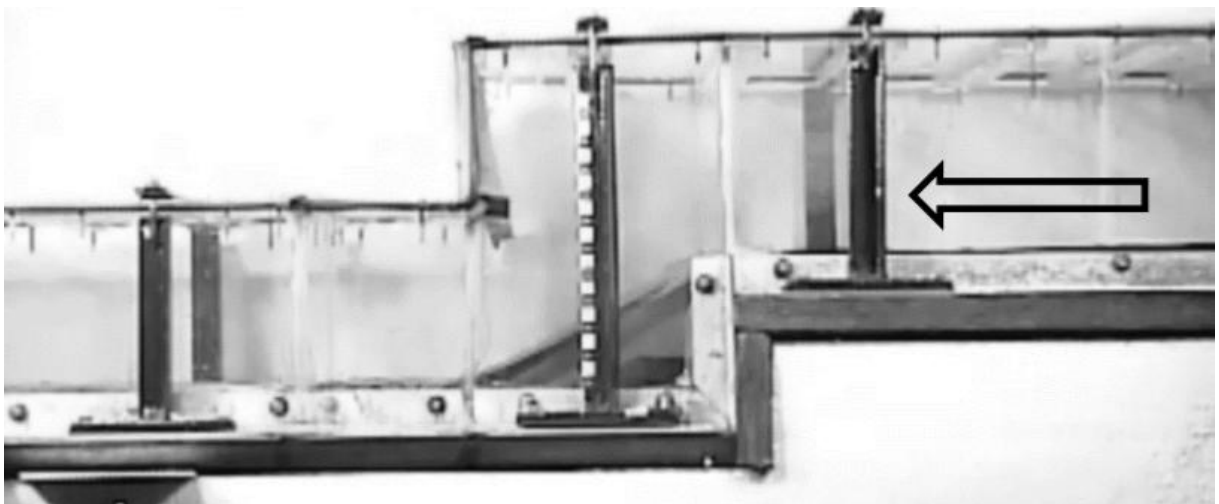
O degrau inclinado 1V:2H implantado no modelo é feito em acrílico e tem as seguintes dimensões: 20 centímetros de base e 10 centímetros de altura (Figuras 12 e 13).

Figura 10 – Degrau inclinado 1V:2H da macrodrenagem



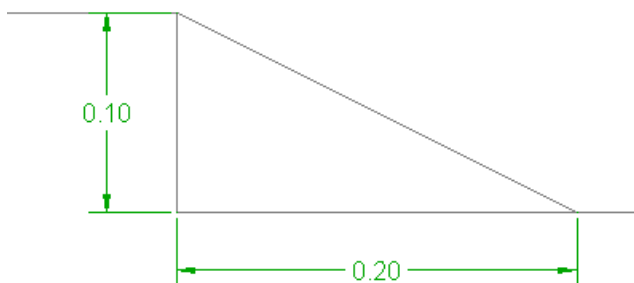
(fonte: Parecer do CREA-RS, 2013)

Figura 11 – Degrau inclinado 1V:2H do modelo em estudo



(fonte: SILVA, 2015, p. 68)

Figura 12 – Esboço do trecho 2 em degrau inclinado a 50% (original)



(fonte: Próprio autor)

Figura 13 – Foto do trecho 2 em degrau inclinado a 50% (original)



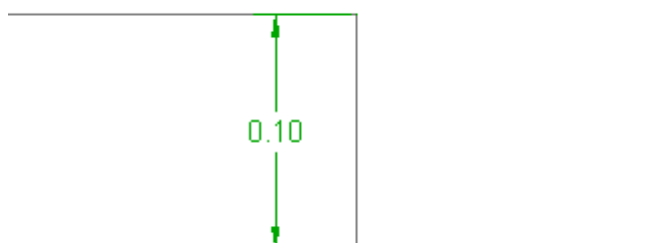
(fonte: Próprio autor)

As alternativas de geometria do leito do conduto proposta neste trabalho é a substituição do degrau atual (inclinado 1V:2H) pelas seguintes geometrias:

- Degrau vertical (Figuras 14 e 15);
- Degrau inclinado (1V:4H) (Figuras 16 e 17).

A segunda alternativa (degrau inclinado na proporção de 1V:4H) foi escolhida para análise por ser indicada em Diretrizes Básicas para Projetos de Drenagem Urbana no Município de São Paulo (1999, p. 163) como transição vertical de variação gradual.

Figura 14 – Esboço do trecho 2 em degrau vertical (alternativa 1)



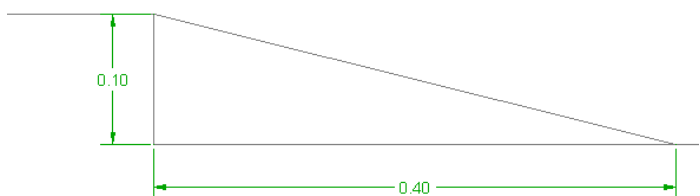
(fonte: Próprio autor)

Figura 15 – Foto do trecho 2 em degrau vertical (alternativa 1)



(fonte: Próprio autor)

Figura 16 – Esboço do trecho 2 em degrau inclinado a 25% (alternativa 2)



(fonte: Próprio autor)

Figura 17 – Foto do trecho 2 em degrau inclinado a 25% (alternativa 2)



(fonte: Próprio autor)

7.1.3 Alimentação do modelo

O modelo é alimentado com água através de dois tubos de ferro fundido, um com diâmetro de 40 milímetros e outro com diâmetro de 85 milímetros. Cada um deles representaria um sistema de macrodrenagem que contribui ao Conduto Álvaro Chaves: o menor corresponde ao coletor de esgoto pluvial oriundo da Rua Coronel Bordini e o maior, ao da Rua Mata Bacelar. Ambos os tubos são abastecidos por reservatório de nível constante para manter a pressão hidroestática no modelo mais uniforme possível e não alterar as vazões de entrada no sistema.

A alimentação de água que ocorre no modelo passa por um medidor de vazão eletromagnético e por registros de gaveta e esfera. Desse modo torna-se possível controlar e ajustar o fluxo de água de entrada no modelo para garantir o estabelecimento de regime permanente a superfície livre. Nesta pesquisa, foram utilizadas três vazões para cada uma das geometrias propostas para o modelo: 150, 300 e 500 litros por minuto. Para o controle de vazão de saída, tomou-se apenas o cuidado para que não ocorresse o afogamento na extremidade a jusante do conduto, de forma que não ocorra a pressurização do conduto nesta região, o que ocasionaria uma alteração no regime de escoamento, que necessariamente precisa ser uniforme para se realizar uma correta medição.

7.1.4 Aparelhos de medição

Para realizar a medição da linha da água interna do conduto para diferentes vazões e geometrias, foi retirado o acrílico que fazia o fechamento superior do conduto para se utilizar a ponta linimétrica móvel, com uma precisão de décimos de milímetro. A Figura 18 retrata o aparelho e sua operação no modelo.

Figura 18 – Medição sendo realizada no modelo reduzido do conduto



(fonte: Próprio autor)

Já a velocidade estimada, em trecho do canal com escoamento uniforme situado a jusante do ressalto hidráulico formado no trecho três do canal (Figura 9), foi obtida através do método expedito do flutuador em conjunto com a medição de distâncias e cronômetro digital.

7.2 PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

O experimento considerou que o modelo é abastecido apenas com água, desconsiderando impurezas que adentram na macrodrenagem em eventos chuvosos. Além disso, foram consideradas apenas eventos em que o conduto não opere em carga, através do controle de vazão da alimentação do modelo, por ser necessário manter o mesmo com a parte superior da seção retangular aberta para ser possível realizar as medições de nível de água e velocidade do escoamento.

O estudo foi realizado em três etapas, em cada uma foi utilizada uma alternativa diferente para a singularidade empregada para vencer o desnível de 10 centímetros do modelo (trecho dois da Figura 9) existente no fundo do conduto.

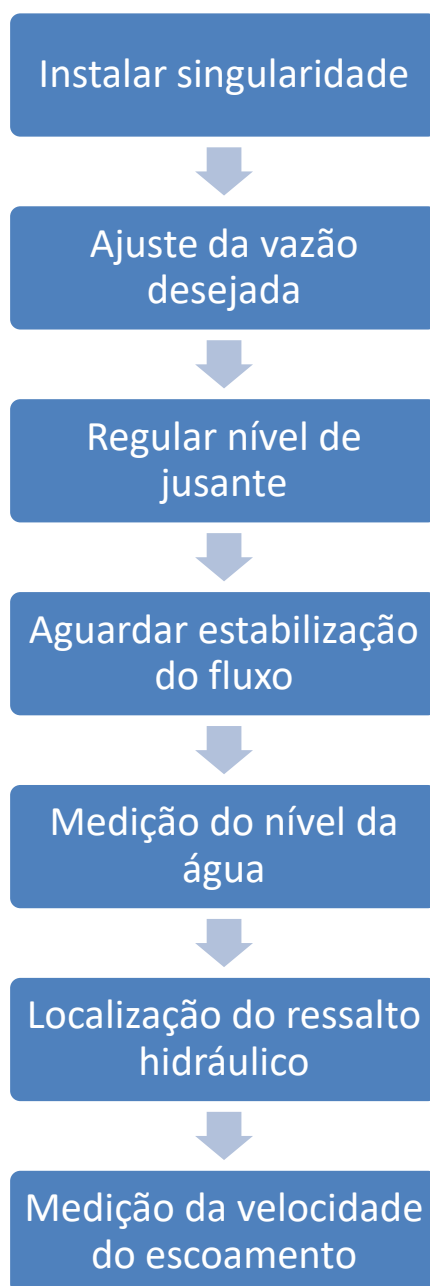
- A primeira etapa do estudo consiste nos ensaios da geometria atual da macrodrenagem, composta pelo degrau inclinado 1V:2H (original);
- Na segunda etapa, foi ensaiado o degrau vertical com 10 centímetros de altura, implantado através da simples retirada do degrau inclinado 1V:2H (alternativa 1);
- A terceira etapa consiste em implantar um degrau inclinado 1V:4H, conforme as recomendações de Manuais de Drenagem (alternativa 2).

Após a instalação da singularidade correspondente à alternativa a ensaiar, eram abertos o registro globo do sistema alimentador que representa as galerias oriundas da Rua Mata Bacelar e os registros de saída a jusante do modelo, de modo que o modelo não operasse completamente cheio de água, desenvolvendo um escoamento a superfície livre. O ajuste da vazão de entrada de água desejada se dava pelo registro gaveta existente logo antes do medidor de vazão eletromagnético utilizado e em seguida, aguardava-se a estabilização do fluxo de água.

Após todos os ajustes envolvidos no estabelecimento da vazão e estabilização do fluxo de água, eram realizadas as medições de nível de água através de ponta linimétrica móvel, com o objetivo de levantar a linha de água do modelo em pontos chave do escoamento, como imediatamente a montante e a jusante da singularidade do trecho dois, do remanso e ressalto hidráulico formado no trecho três. Após, foi calculada a velocidade do escoamento a jusante do ressalto hidráulico do trecho três.

Estes procedimentos se repetiam para as vazões de 150, 300 e 500 litros por minuto e para as três alternativas de degrau para o trecho dois do modelo: degrau inclinado 1V:2H, degrau vertical e o degrau inclinado 1V:4H. A Figura 19 apresenta um fluxograma do procedimento experimental. Os nove ensaios realizados gerados pelas diferentes combinações de geometria e vazão são apresentados na Tabela 1.

Figura 19 – Esquematização do processo experimental



(fonte: Próprio autor)

Tabela 1 – Ensaios realizados no modelo reduzido

	Singularidade Utilizada	Vazão (l/min)
Ensaio 1		150
Ensaio 2	Degrau inclinado 1V:2H	300
Ensaio 3		500
Ensaio 4		150
Ensaio 5	Degrau vertical	300
Ensaio 6		500
Ensaio 7		150
Ensaio 8	Degrau inclinado 1V:4H	300
Ensaio 9		500

(fonte: Próprio autor)

As vazões escolhidas de 150, 300 e 500 litros por minuto no modelo, com o uso da equação de proporcionalidade entre o modelo e o canal de macrodrenagem representado pelo mesmo, demonstrada na Equação 25 no Capítulo 6.4, representariam respectivamente 2,18; 4,36 e 7,23 metros cúbicos por segundo. Dessa forma é possível traçar a correlação dessas vazões com a intensidade de eventos chuvosos que podem vir a ocorrer na região com o uso do método racional demonstrado na Equação 30 a seguir.

$$Q = \frac{C \times i \times A}{360} \quad (\text{Equação 30})$$

onde Q é a vazão de pico em m^3/s ; C é o coeficiente de escoamento superficial para a região estudada que, de acordo com o parecer do CREA-RS, correspondente a 0,7; i é a intensidade do evento chuvoso em mm/h e A é a área de abrangência da drenagem, que segundo o mesmo parecer do CREA-RS corresponde a 280 hectares.

Assim sendo, temos as intensidades dos eventos chuvosos correspondentes às três vazões ensaiadas no modelo, que corresponderiam, respectivamente, a 4,0; 8,0 e 13,3 milímetros por hora.

Para analisar o quanto estas precipitações representam para a região, utilizou-se a Equação 31, relacionando o tempo de recorrência do evento com a sua intensidade. As constantes envolvidas dependem de cada região, e para esta análise foram utilizadas de acordo com a curva intensidade-duração-frequência do 8º Distrito de Meteorologia.

$$i = \frac{a \times Tr^b}{(t + c)^d} \quad (\text{Equação 31})$$

onde i é a intensidade do evento chuvoso em mm/h; Tr é o período de retorno do evento em anos; t é a duração do evento em minutos; e a, b, c, d são constantes listadas a seguir:

- $a = 787,388$;
- $b = 0,204$;
- $c = 8,461$;
- $d = 0,778$.

Considerando que, de acordo com o Parecer do CREA-RS (2013), o sistema de macrodrenagem foi dimensionado para um período de retorno de 10 anos e, supondo um evento chuvoso com duração de 60 minutos, obtém-se a intensidade máxima de projeto, que seria de 47 mm/h, o que é consideravelmente superior às intensidades de precipitação de 4,0; 8,0 e 13,3 mm/h correspondentes aos ensaios realizados no modelo para esta pesquisa, comprovando que as vazões utilizadas no modelo representam escoamentos que não superaram a vazão de projeto do conduto forçado, garantindo condição de escoamento a superfície livre.

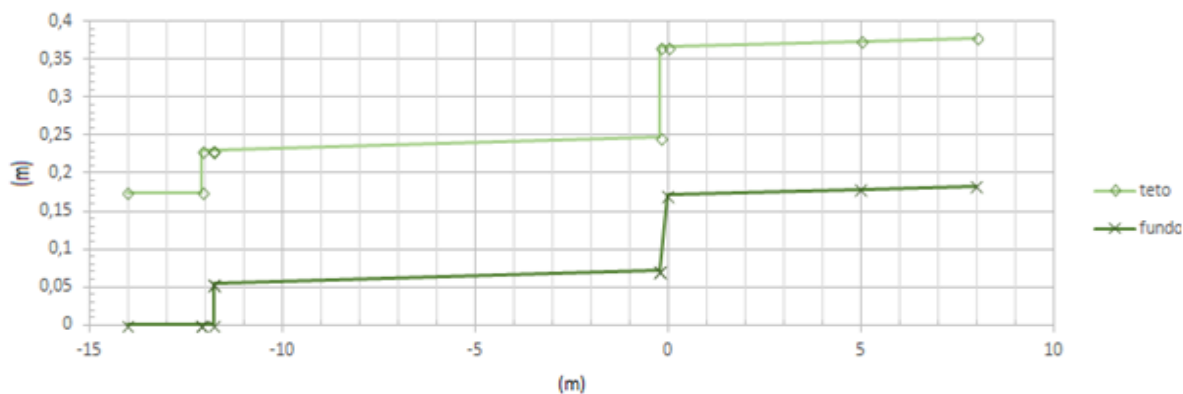
8 RESULTADOS E ANÁLISES

8.1 LEVANTAMENTO DA LINHA DE ÁGUA

Com o objetivo de demonstrar as principais características hidráulicas e a influência de cada uma das alternativas de singularidades no escoamento que ocorre internamente no modelo do conduto Álvaro Chaves, foi realizada a medição da profundidade da água a partir do leito do canal em alguns pontos para traçar uma linha de nível do escoamento para compreender as características hidráulicas do modelo. Os resultados foram obtidos em regimes de escoamento a superfície livre, de modo que não ocorresse afogamento da seção do canal em nenhuma parte do modelo.

As medições de altura do nível de água foram realizadas e identificadas pela distância horizontal do ponto de referência zero, que foi escolhido como o fim do trecho um (Figura 9). Desta forma, a montante do ponto de referência do canal tem-se distâncias positivas e a jusante, distâncias negativas, conforme a Figura 20. Este sistema de referenciar os pontos foi utilizado para as três geometrias de modelo testadas. Para facilitar a comparação do comportamento hidráulico resultante da singularidade instalada no modelo, o Anexo A apresenta as linhas de água obtidas em função da alimentação do modelo.

Figura 20 – Referências horizontal e vertical no modelo



(fonte: Próprio autor)

8.1.1 Degrau inclinado 1V:2H (original)

Primeiramente foi realizada a medição da linha de água para as três vazões estudadas, de 150, 300 e 500 litros por minuto na geometria original, com o degraú inclinado 1V:2H já instalado no modelo.

As medições, abrangeram a altura imediatamente a montante e a jusante do degraú inclinado 1V:2H e o trecho três do modelo. Os resultados podem ser conferidos nas Tabelas 2, 3 e 4, correspondentes, respectivamente, às vazões de 150, 300 e 500 litros por minuto. Para os pontos encontrados, calculou-se o raio hidráulico, a velocidade estimada e o número de Froude. Após cada tabela, constam as respectivas figuras de cada vazão e geometria ensaiada com o desenho da linha de água medida.

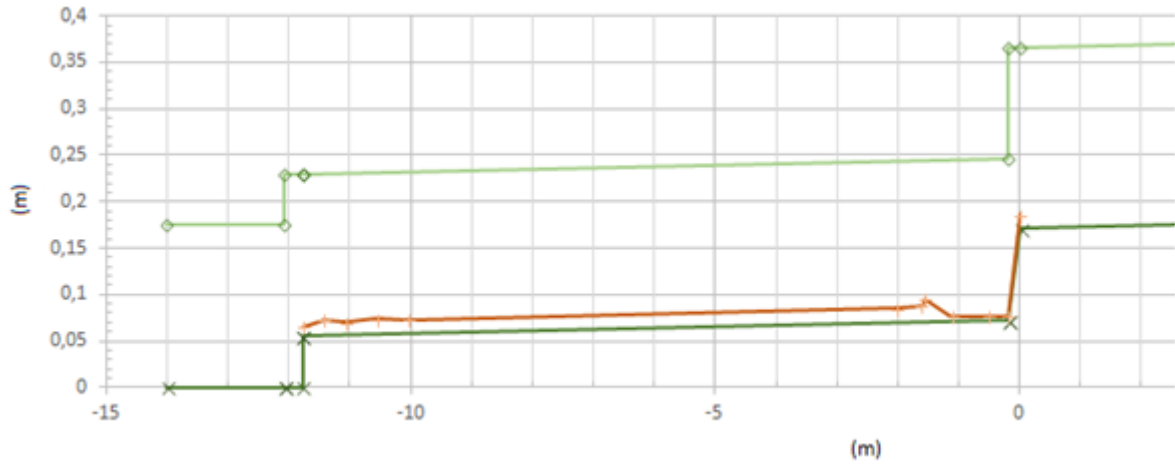
Tabela 2 – Medições obtidas para o modelo com o degraú inclinado 1V:2H para vazão de 150 litros por minuto

Posição de medição	Altura (m)	Área de seção molhada (m ²)	Perímetro de seção molhada (m)	Raio hidráulico (m)	Velocidade calculada (m/s)	Froude
-11,78	0,0151	0,0065	0,460	0,0141	0,385	1,00
-11,42	0,0175	0,0075	0,465	0,0162	0,332	0,80
-11,05	0,0160	0,0069	0,462	0,0149	0,364	0,92
-10,56	0,0175	0,0075	0,465	0,0162	0,332	0,80
-10,03	0,0153	0,0066	0,461	0,0143	0,380	0,98
-2,03	0,0160	0,0069	0,462	0,0149	0,363	0,92
-1,61	0,0185	0,0080	0,467	0,0170	0,314	0,74
-1,55 (RH)	0,0260	0,0112	0,482	0,0232	0,224	0,44
-1,12 (r)	0,0067	0,0029	0,443	0,0065	0,868	3,38
-0,53	0,0056	0,0024	0,441	0,0055	1,038	4,43
-0,20 (p)	0,0050	0,0022	0,440	0,0049	1,163	5,25
0,00 (c)	0,0140	0,0070	0,528	0,0133	0,357	0,96

(c) = crista da singularidade; (p) = sopé da singularidade e início do remanso; (r) = fim do remanso e início do ressalto hidráulico; e (RH) = fim do ressalto hidráulico e início do regime lento do escoamento.

(fonte: Próprio autor)

Figura 21 – Esboço da linha de água para o modelo com degrau inclinado 1V:2H para a vazão de 150 litros por minuto



(fonte: Próprio autor)

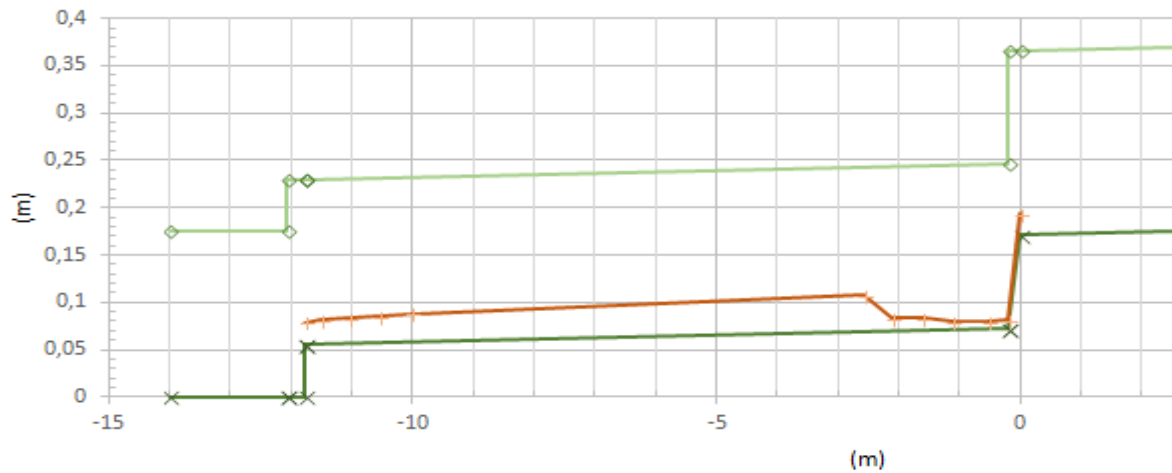
Tabela 3 – Medições obtidas para o modelo com o degrau inclinado 1V:2H para vazão de 300 litros por minuto

Posição de medição	Altura (m)	Área de seção molhada (m ²)	Perímetro de seção molhada (m)	Raio hidráulico (m)	Velocidade calculada (m/s)	Froude
-11,78	0,0240	0,0103	0,478	0,0216	0,485	1,00
-11,53	0,0259	0,0111	0,482	0,0231	0,449	0,89
-11,05	0,0269	0,0116	0,484	0,0239	0,432	0,84
-10,56	0,0281	0,0121	0,489	0,0248	0,414	0,79
-10,03	0,0307	0,0132	0,491	0,0269	0,379	0,69
-2,57 (RH)	0,0398	0,0171	0,510	0,0336	0,292	0,47
-2,11 (r)	0,0143	0,0061	0,459	0,0134	0,813	2,17
-1,60	0,0137	0,0059	0,457	0,0129	0,849	2,32
-1,11	0,0101	0,0043	0,450	0,0096	1,151	3,66
-0,53	0,0093	0,0040	0,449	0,0089	1,250	4,14
-0,20 (p)	0,0095	0,0041	0,449	0,0091	1,224	4,01
0,00 (c)	0,022	0,0110	0,544	0,0202	0,455	0,98

(c) = crista da singularidade; (p) = sopé da singularidade e início do remanso; (r) = fim do remanso e início do ressalto hidráulico; e (RH) = fim do ressalto hidráulico e início do regime lento do escoamento.

(fonte: Próprio autor)

Figura 22 – Esboço da linha de água para o modelo com degrau inclinado 1V:2H para a vazão de 300 litros por minuto



(fonte: Próprio autor)

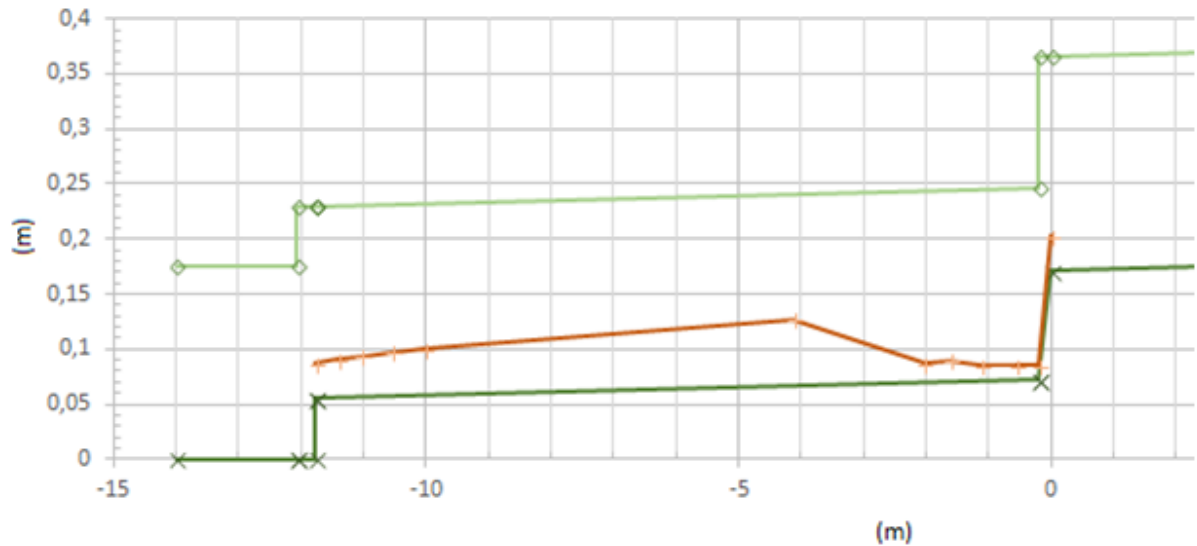
Tabela 4 – Medições obtidas para o modelo com o degrau inclinado 1V:2H para vazão de 500 litros por minuto

Posição de medição	Altura (m)	Área de seção molhada (m ²)	Perímetro de seção molhada (m)	Raio hidráulico (m)	Velocidade calculada (m/s)	Froude
-11,77	0,0336	0,0145	0,497	0,0291	0,574	1,00
-11,42	0,0357	0,0154	0,501	0,0306	0,541	0,91
-11,05	0,0377	0,0162	0,505	0,0321	0,512	0,84
-10,56	0,0404	0,0174	0,511	0,0340	0,478	0,76
-10,03	0,0422	0,0181	0,514	0,0353	0,457	0,71
-4,12 (RH)	0,0611	0,0263	0,552	0,0476	0,316	0,41
-2,03 (r)	0,0185	0,0080	0,467	0,0170	1,043	2,45
-1,61	0,0204	0,0088	0,471	0,0186	0,946	2,12
-1,12	0,0152	0,0065	0,460	0,0142	1,270	3,29
-0,57	0,0137	0,0059	0,457	0,0129	1,409	3,84
-0,20 (p)	0,0134	0,0058	0,457	0,0126	1,440	3,97
0,00 (c)	0,0310	0,0155	0,562	0,0276	0,535	0,97

(c) = crista da singularidade; (p) = sopé da singularidade e início do remanso; (r) = fim do remanso e início do resalto hidráulico; e (RH) = fim do resalto hidráulico e início do regime lento do escoamento.

(fonte: Próprio autor)

Figura 23 – Esboço da linha de água para o modelo com degrau inclinado 1V:2H para a vazão de 500 litros por minuto

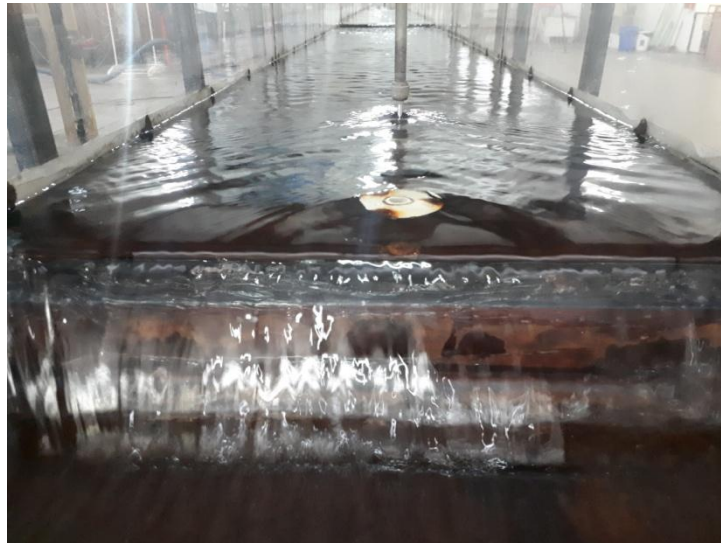


(fonte: Próprio autor)

8.1.2 Degrau vertical (alternativa 1)

Após os ensaios realizados no modelo com o degrau inclinado 1V:2H, foi instalado o degrau vertical para realizar as medidas da linha de água no canal para esta geometria. Analisou-se o escoamento no trecho 1 e no trecho 3 do modelo. As medidas obtidas para o degrau vertical refletem o complexo sistema hidráulico em que parte do escoamento "segue" o fluxo do canal a jusante e outra parte do escoamento acaba sendo "aprisionada" em um bolsão de baixa pressão entre a lâmina de água em queda livre e o espelho do degrau. Abaixo podem ser vistas fotos desta região de baixa pressão.

Figura 24 – Água "aprisionada" em região de baixa pressão



(fonte: Próprio autor)

Figura 25 – Linha de água entre a lâmina e paramento do degrau



(fonte: Próprio autor)

Os valores obtidos são demonstrados a seguir nas Tabelas 5, 6 e 7 utilizando-se as mesmas referências usadas nos ensaios anteriores. Como neste trabalho não há um interesse no comportamento hidráulico que se desenvolve no bolsão de baixa pressão presente nesta singularidade, considera-se como sopé da singularidade a seção onde o escoamento começa a

desenvolver o regime supercrítico logo após a lâmina de queda livre de água. As Figuras 26, 27 e 28 demonstram as respectivas representações das linhas de água, levando em consideração a estrutura de aprisionamento ocorrida, representando no mesmo ponto duas alturas de escoamento.

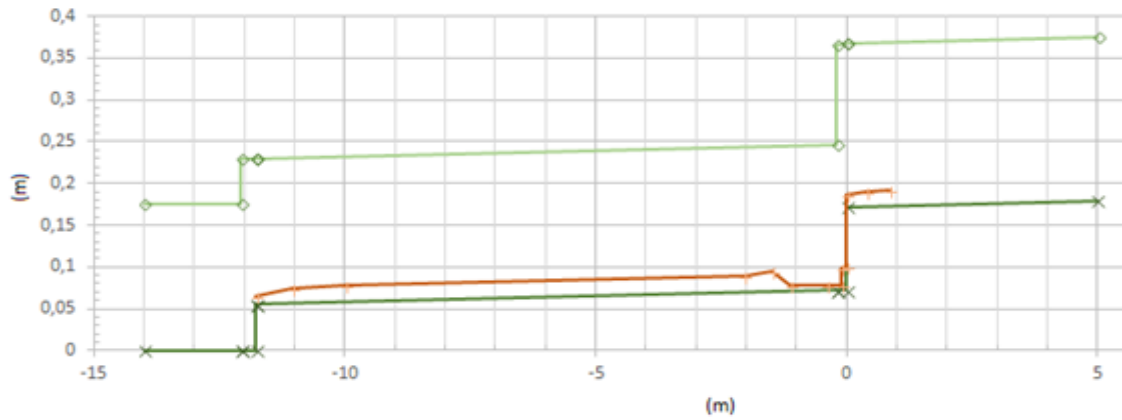
Tabela 5 – Medições obtidas para o modelo com o degrau vertical para vazão de 150 litros por minuto

Posição de medição	Altura (m)	Área de seção molhada (m ²)	Perímetro de seção molhada (m)	Raio hidráulico (m)	Velocidade calculada (m/s)	Froude
-11,7750	0,0151	0,0065	0,460	0,0141	0,385	1,00
-11,0500	0,0175	0,0075	0,465	0,0162	0,332	0,80
-10,0100	0,0201	0,0086	0,470	0,0184	0,289	0,65
-2,0300	0,0206	0,0089	0,471	0,0188	0,282	0,63
-1,5000 (RH)	0,0252	0,0108	0,480	0,0226	0,231	0,46
-1,1100 (r)	0,0084	0,0036	0,447	0,0081	0,692	2,41
-0,3900	0,0064	0,0028	0,443	0,0062	0,908	3,63
-0,0857 (p)	0,0062	0,0027	0,442	0,0060	0,938	3,80
-0,0857	0,0277	0,0119	0,485	0,0245	0,210	0,40
0,0000	0,0277	0,0139	0,555	0,0249	0,181	0,35
0,0000 (c)	0,0140	0,0070	0,528	0,0133	0,357	0,96
0,3950	0,0180	0,0090	0,536	0,0168	0,278	0,66
0,8700	0,0188	0,0094	0,538	0,0175	0,266	0,62

(c) = crista da singularidade; (p) = início do remanso; (r) = fim do remanso e início do ressalto hidráulico; e (RH) = fim do ressalto hidráulico e início do regime lento do escoamento.

(fonte: Próprio autor)

Figura 26 – Esboço da linha de água para o modelo com degrau vertical para a vazão de 150 litros por minuto



(fonte: Próprio autor)

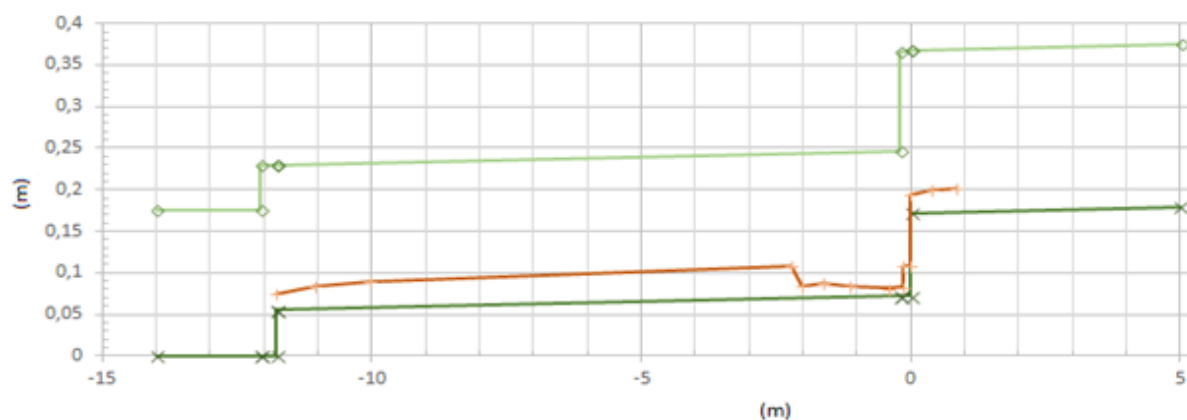
Tabela 6 – Medições obtidas para o modelo com o degrau vertical para vazão de 300 litros por minuto

Posição de medição	Altura (m)	Área de seção molhada (m ²)	Perímetro de seção molhada (m)	Raio hidráulico (m)	Velocidade calculada (m/s)	Froude
-11,7800	0,0240	0,0103	0,478	0,0216	0,485	1,00
-11,0500	0,0272	0,0117	0,484	0,0241	0,427	0,83
-10,0300	0,0315	0,0135	0,493	0,0275	0,369	0,66
-2,2100 (RH)	0,0393	0,0169	0,509	0,0332	0,296	0,48
-2,0300 (r)	0,0142	0,0061	0,458	0,0133	0,819	2,19
-1,6100	0,0174	0,0075	0,465	0,0161	0,668	1,62
-1,1100	0,0131	0,0056	0,456	0,0123	0,888	2,48
-0,3900	0,0095	0,0041	0,449	0,0091	1,224	4,01
-0,1247 (p)	0,0110	0,0047	0,452	0,0105	1,057	3,22
-0,1247	0,0368	0,0158	0,504	0,0314	0,316	0,53
0	0,0368	0,0184	0,574	0,0321	0,272	0,45
0 (c)	0,022	0,0110	0,544	0,0202	0,455	0,98
0,395	0,0267	0,0134	0,553	0,0241	0,375	0,73
0,855	0,0285	0,0143	0,557	0,0256	0,351	0,66

(c) = crista da singularidade; (p) = início do remanso; (r) = fim do remanso e início do resalto hidráulico; e (RH) = fim do resalto hidráulico e início do regime lento do escoamento.

(fonte: Próprio autor)

Figura 27 – Esboço da linha de água para o modelo com degrau vertical para a vazão de 300 litros por minuto



(fonte: Próprio autor)

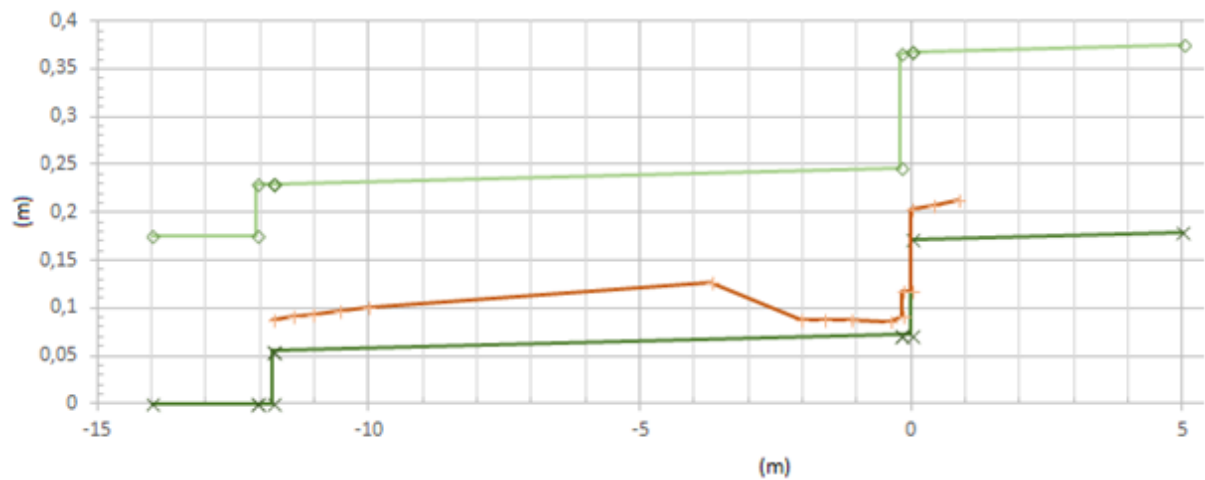
Tabela 7 – Medições obtidas para o modelo com o degrau vertical para vazão de 500 litros por minuto

Posição de medição	Altura (m)	Área de seção molhada (m ²)	Perímetro de seção molhada (m)	Raio hidráulico (m)	Velocidade calculada (m/s)	Froude
-11,7700	0,0336	0,0145	0,497	0,0291	0,574	1,00
-11,4150	0,0357	0,0154	0,501	0,0306	0,541	0,91
-11,0500	0,0377	0,0162	0,505	0,0321	0,512	0,84
-10,5600	0,0404	0,0174	0,511	0,0340	0,478	0,76
-10,0250	0,0422	0,0181	0,514	0,0353	0,457	0,71
-3,7000 (RH)	0,0600	0,0258	0,550	0,0469	0,322	0,42
-2,0300 (r)	0,0176	0,0076	0,465	0,0163	1,097	2,64
-1,6100	0,0187	0,0080	0,467	0,0172	1,032	2,41
-1,1150	0,0179	0,0077	0,466	0,0165	1,078	2,57
-0,3950	0,0134	0,0058	0,457	0,0126	1,440	3,97
-0,1643 (p)	0,0192	0,0083	0,468	0,0176	1,005	2,32
-0,1643	0,0462	0,0199	0,522	0,0380	0,418	0,62
0	0,0462	0,0231	0,592	0,0390	0,359	0,53
0 (c)	0,031	0,0155	0,562	0,0276	0,535	0,97
0,395	0,0349	0,0175	0,570	0,0306	0,476	0,81
0,865	0,0394	0,0197	0,579	0,0340	0,421	0,68

(c) = crista da singularidade; (p) = início do remanso; (r) = fim do remanso e início do ressalto hidráulico; e (RH) = fim do ressalto hidráulico e início do regime lento do escoamento.

(fonte: Próprio autor)

Figura 28 – Esboço da linha de água para o modelo com degrau vertical para a vazão de 500 litros por minuto



(fonte: Próprio autor)

8.1.3 Degrau inclinado (alternativa 2)

A última geometria ensaiada para as três vazões foi o degrau inclinado 1V:4H. Apresenta-se as medidas obtidas nas Tabelas 8, 9 e 10 a seguir com as respectivas representações de linha de água (Figuras 29,30 e 31). Para esta geometria do modelo, foram levantadas as medidas para o final do trecho um e o início do trecho três.

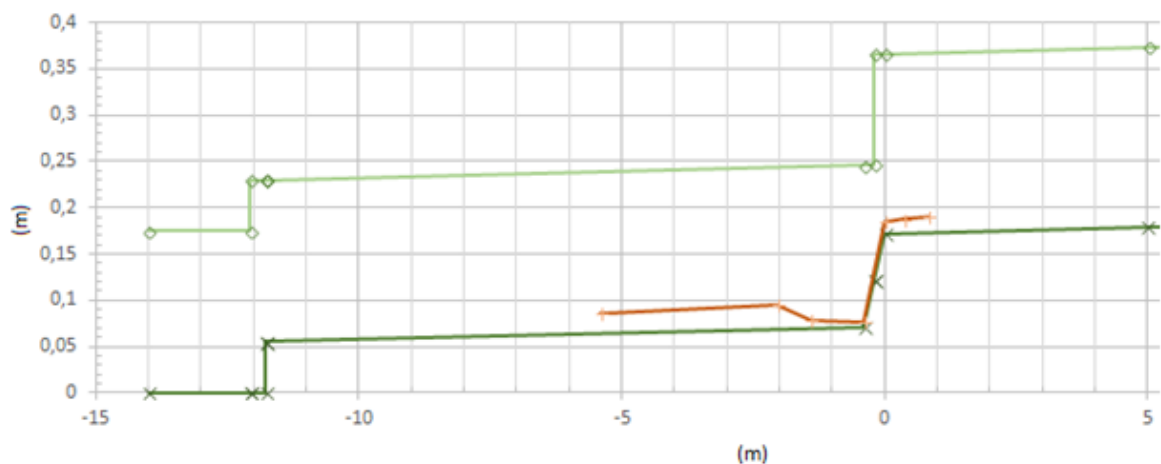
Tabela 8 – Medições obtidas para o modelo com o degrau inclinado 1V:4H para vazão de 150 litros por minuto

Posição de medição	Altura (m)	Área de seção molhada (m ²)	Perímetro de seção molhada (m)	Raio hidráulico (m)	Velocidade calculada (m/s)	Froude
-5,4000	0,0222	0,0095	0,474	0,0201	0,262	0,56
-2,0500 (RH)	0,0268	0,0115	0,484	0,0238	0,217	0,42
-1,4000 (r)	0,0078	0,0034	0,446	0,0075	0,745	2,69
-0,4 (p)	0,0046	0,0020	0,439	0,0045	1,264	5,95
0 (c)	0,014	0,0070	0,528	0,0133	0,357	0,96
0,3850	0,0155	0,0078	0,531	0,0146	0,323	0,83
0,8400	0,0178	0,0089	0,536	0,0166	0,281	0,67

(c) = crista da singularidade; (p) = sopé da singularidade e início do remanso; (r) = fim do remanso e início do resalto hidráulico; e (RH) = fim do resalto hidráulico e início do regime lento do escoamento.

(fonte: Próprio autor)

Figura 29 – Esboço da linha de água para o modelo com degrau inclinado 1V:4H para a vazão de 150 litros por minuto



(fonte: Próprio autor)

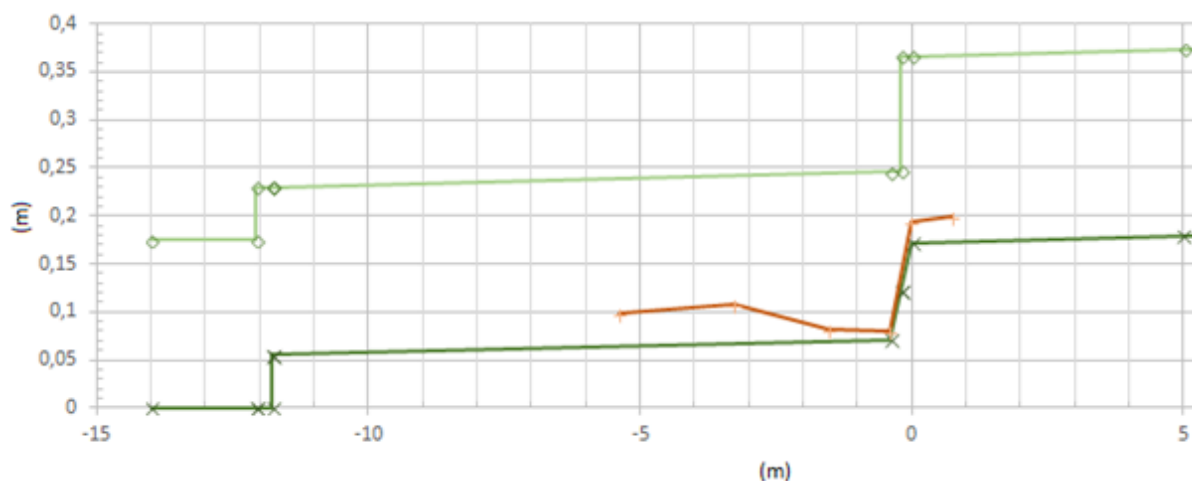
Tabela 9 – Medições obtidas para o modelo com o degrau inclinado 1V:4H para vazão de 300 litros por minuto

Posição de medição	Altura (m)	Área de seção molhada (m ²)	Perímetro de seção molhada (m)	Raio hidráulico (m)	Velocidade calculada (m/s)	Froude
-5,3800	0,0335	0,0144	0,497	0,0290	0,347	0,61
-3,2800 (RH)	0,0400	0,0172	0,510	0,0337	0,291	0,46
-1,5100 (r)	0,0122	0,0052	0,454	0,0115	0,953	2,76
-0,4 (p)	0,0078	0,0034	0,446	0,0075	1,491	5,39
0 (c)	0,022	0,0110	0,544	0,0202	0,455	0,98
0,7400	0,0267	0,0134	0,553	0,0241	0,375	0,73

(c) = crista da singularidade; (p) = sopé da singularidade e início do remanso; (r) = fim do remanso e início do resalto hidráulico; e (RH) = fim do resalto hidráulico e início do regime lento do escoamento.

(fonte: Próprio autor)

Figura 30 – Esboço da linha de água para o modelo com degrau inclinado 1V:4H para a vazão de 300 litros por minuto



(fonte: Próprio autor)

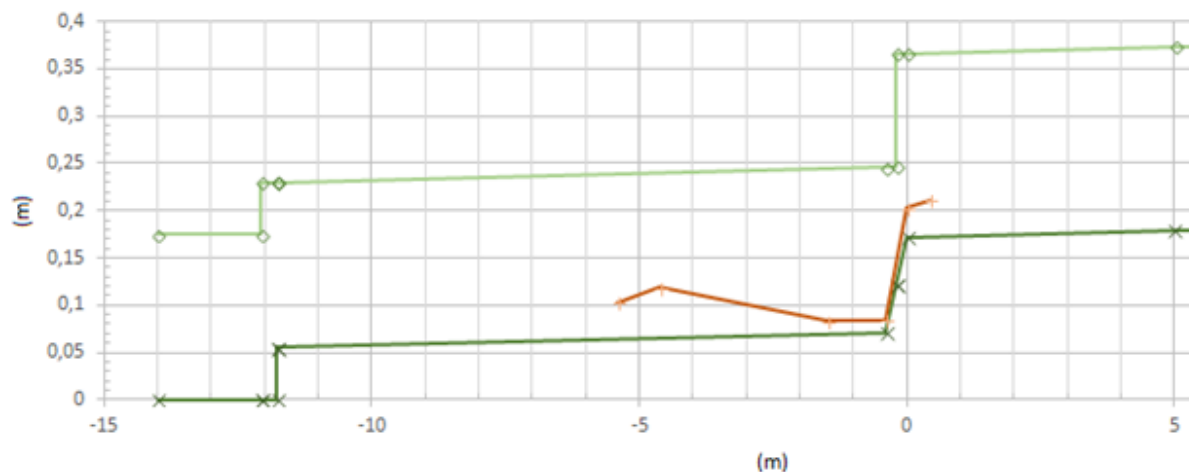
Tabela 10 – Medições obtidas para o modelo com o degrau inclinado 1V:4H para vazão de 500 litros por minuto

Posição de medição	Altura (m)	Área de seção molhada (m ²)	Perímetro de seção molhada (m)	Raio hidráulico (m)	Velocidade calculada (m/s)	Froude
-5,4000	0,0388	0,0167	0,508	0,0329	0,497	0,81
-4,6100 (RH)	0,0635	0,0273	0,557	0,0490	0,304	0,39
-1,4800 (r)	0,0134	0,0058	0,457	0,0126	1,440	3,97
-0,4 (p)	0,0121	0,0052	0,454	0,0115	1,595	4,63
0 (c)	0,031	0,0155	0,562	0,0276	0,535	0,97
0,4250	0,0394	0,0197	0,579	0,0340	0,421	0,68

(c) = crista da singularidade; (p) = sopé da singularidade e início do remanso; (r) = fim do remanso e início do resalto hidráulico; e (RH) = fim do resalto hidráulico e início do regime lento do escoamento.

(fonte: Próprio autor)

Figura 31 – Esboço da linha de água para o modelo com degrau inclinado 1V:4H para a vazão de 500 litros por minuto



(fonte: Próprio autor)

8.2 ESTIMATIVA DO COEFICIENTE DE RUGOSIDADE DO MODELO

Para a estimativa do coeficiente de rugosidade das paredes do canal é preciso estabelecer, para as diferentes vazões ensaiadas, a velocidade média do escoamento e sua profundidade normal. Desta forma, através da equação de Manning, pode-se gerar o valor do coeficiente de rugosidade nos ensaios e, aplicando as leis de semelhança, convertê-lo para o protótipo. Tal procedimento objetiva qualificar os resultados sob o ponto de vista da representatividade da interação entre o escoamento e o material que constitui as paredes do canal.

8.2.1 Expressão do coeficiente de rugosidade de Manning em termos de escala de semelhança

Como o modelo foi construído respeitando a semelhança de Froude, as forças de inércia e forças gravitacionais são iguais no modelo e protótipo. Uma vez definida a relação geométrica para a construção do modelo e com base nos valores medidos para o modelo, realizou-se estimativa de coeficiente de rugosidade de Manning correspondente ao protótipo, empregando as relações obtidas no Capítulo 6.4 através da semelhança de Froude, obtendo-se a relação de grandeza a seguir:

$$\frac{k_{\text{modelo}}}{k_{\text{protótipo}}} = \lambda_{\text{geométrico}}^{-\frac{1}{6}} \quad (\text{Equação 32})$$

$$k_{\text{protótipo}} = \frac{k_{\text{modelo}}}{(1/15)^{-\frac{1}{6}}} \quad (\text{Equação 33})$$

$$k_{\text{protótipo}} = \frac{k_{\text{modelo}}}{1,57} \quad (\text{Equação 34})$$

A fim de avaliar o coeficiente de rugosidade do canal, foi identificado, no trecho mais longo do canal (trecho três), um local que apresentava escoamento com maior uniformidade para medir a velocidade de escoamento. Como as profundidades eram baixas para realizar a medição dos perfis de velocidade, optou-se pelo emprego do método do flutuador para estimar as velocidades médias locais. Assim, a velocidade média foi estimada com o auxílio de flutuador e cronômetro digital. Foram realizadas 3 medições para a vazão de 150 litros por minuto. A Tabela 11 demonstra os tempos encontrados em cada uma das medições para a distância fixa de 8,02 metros de modelo e com uma profundidade média de escoamento de 1,57 centímetros.

Tabela 11 – Tempos cronometrados no trecho três com escoamento fluvial

Ensaio	Tempo cronometrado (s)
1	24,40
2	24,29
3	24,09

(Fonte: Próprio autor)

Se dividirmos a distância de 8,02 metros pela média dos tempos cronometrados, 24,24 segundos, chegamos a uma velocidade do escoamento no trecho três do modelo de 0,33 metros por segundo. Se calcularmos a velocidade no trecho através da equação da continuidade, chega-se ao valor de 0,35 metros por segundo.

8.2.2 Análise da correspondência entre modelo e protótipo

Conservando a geometria original do modelo, com um degrau inclinado 1V:2H, para a vazão de 150 litros por minuto, foi encontrada a velocidade média de 0,33 metros por segundo. Considerando o raio hidráulico de 0,014 metros e a declividade do trecho três do canal de 0,00144 metros por metro, obtêm-se o coeficiente de Manning médio de 0,0069. O cálculo do

coeficiente de rugosidade do protótipo, com base na Equação 29 do Capítulo 6.4, obtemos, pela semelhança de Froude, o coeficiente de Manning para o protótipo, demonstrado pelas Equações 35 a 39.

$$k_{modelo} = \frac{1}{n_{modelo}} \quad (\text{Equação 35})$$

$$k_{modelo} = \frac{1}{0,0069} \quad (\text{Equação 36})$$

$$k_{protótipo} = \frac{144,93}{1,57} \quad (\text{Equação 37})$$

$$k_{protótipo} = 92,31 \quad (\text{Equação 38})$$

$$n_{protótipo} = 0,0108 \quad (\text{Equação 39})$$

O valor do coeficiente de Manning encontrado pela Equação 39 corresponde à galeria construída em concreto segundo Chow (1959, p. 110), correspondendo ao material de construção do protótipo representado pelo modelo. Portanto o valor do coeficiente de Manning de 0,0069 utilizado para os cálculos hidráulicos do trabalho correspondem à realidade do conduto.

8.3 EVOLUÇÃO E CARACTERIZAÇÃO HIDRÁULICA DO ESCOAMENTO

8.3.1 escoamento a montante da singularidade

As medidas da linha de água obtidas para o escoamento do primeiro trecho estudado desenvolvem, de forma aproximada, a altura normal de escoamento e o surgimento de um remanso em curva de rebaixamento M2, atingindo a altura de escoamento muito aproximada à crítica no fim do trecho um e início da singularidade. Esse fenômeno ocorreu para as três vazões estudadas nas singularidades ensaiadas. As alturas normais e críticas de escoamento calculadas para o trecho do modelo podem ser conferidas na Tabela 12 abaixo e comparadas com as medidas obtidas para a seção de fim de trecho um e início da singularidade na Tabela 13.

Tabela 12 – Profundidades crítica e normal calculadas para o trecho um

Vazão (l/min)	Profundidade (cm)	
	Altura crítica de escoamento no trecho 1	Altura normal de escoamento no trecho 1
150	1,37	1,57
300	2,17	2,40
500	3,05	3,31

(Fonte: Próprio autor)

Tabela 13 – Profundidades medidas para o fim do trecho um

Vazão (l/min)	Profundidade de escoamento no fim do trecho um (cm)	Froude
150	1,40	0,96
300	2,20	0,98
500	3,10	0,97

(Fonte: Próprio autor)

8.3.2 Escoamento a jusante da singularidade

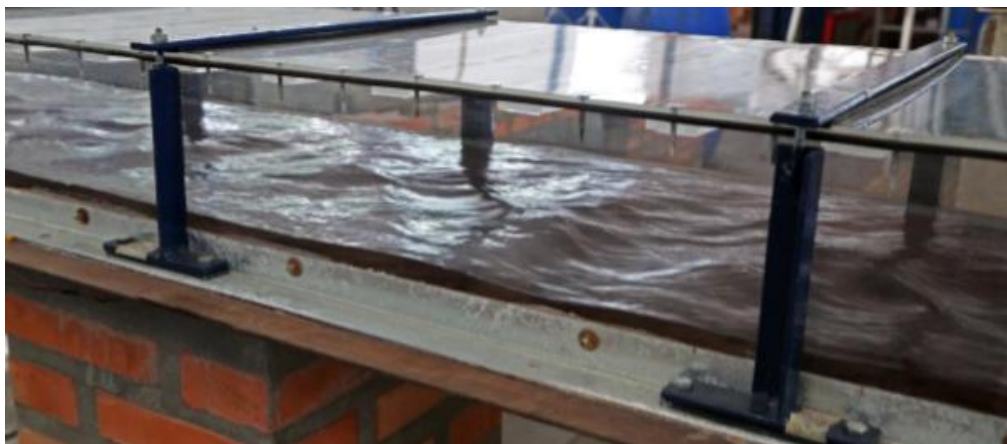
Ao fazer a interpretação da linha de água representada pelos esboços no Capítulo 8.1, em paralelo com as tabelas que mostram suas propriedades hidráulicas, verifica-se que as profundidades evoluem ao longo do trecho três do canal através da formação de remanso e ressalto hidráulico para todas as geometrias e vazões ensaiadas. A jusante do ressalto hidráulico, após a transição entre o escoamento supercrítico e o escoamento subcrítico, ocorre a formação de um escoamento com múltiplas ondulações, as quais se encontram ilustradas nas Figuras 32 e 33.

Figura 32 – Ressalto hidráulico seguido por ondulações



(fonte: Richard Ducker)

Figura 33 – Ondulações a jusante do ressalto hidráulico



(fonte: Richard Ducker)

As profundidades normal e crítica calculadas para o escoamento no trecho três (Figura 9) do canal podem ser conferidas no Tabela 14 a seguir.

Tabela 14 – Alturas normal e crítica de escoamento no terceiro trecho

Vazão (l/min)	Profundidade (cm)	
	Altura crítica	Altura normal
150	1,51	1,69
300	2,39	2,59
500	3,37	3,58

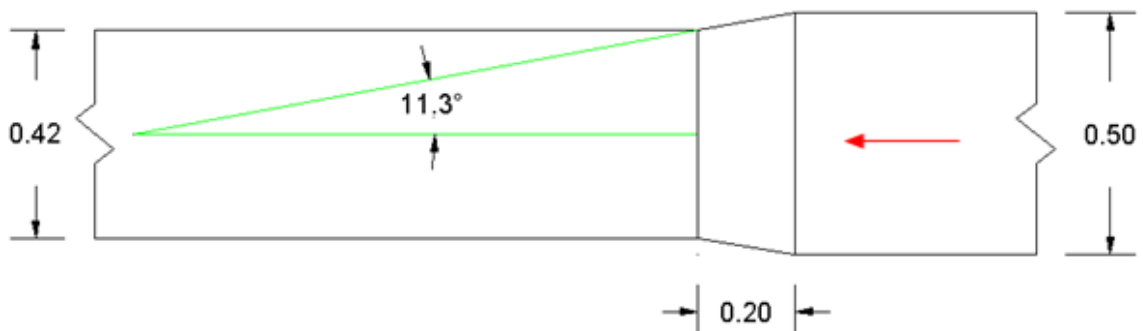
(Fonte: Próprio autor)

O padrão de evolução do escoamento no trecho três do canal demonstra sobreposição de efeitos hidráulicos que impõem a análise independente de cada característica de geometria do conduto, conforme os itens a seguir.

a) Perturbações geradas pela transição horizontal

A existência de uma singularidade horizontal de contração da seção que se sobrepõe à transição vertical (degrau) constituindo a singularidade presente no segundo trecho do modelo, interfere na localização e dimensão da formação do ressalto hidráulico no terceiro trecho. Esta singularidade consiste em uma contração de 8 centímetros na largura do canal que ocorre ao longo de 20 centímetros de comprimento, conforme ilustrado pela Figura 34.

Figura 34 – Croqui da contração lateral no trecho 2 do modelo



(fonte: Próprio autor)

Com o auxílio da Equação 9, com os valores de profundidade do escoamento na entrada da singularidade de contração, obteríamos, conforme consta em *Bureau of Reclamation of Small Dams* (1987, p. 385), valores aceitáveis para o ângulo de inclinação em relação ao eixo (alfa) de até 18°, conforme Tabela 15.

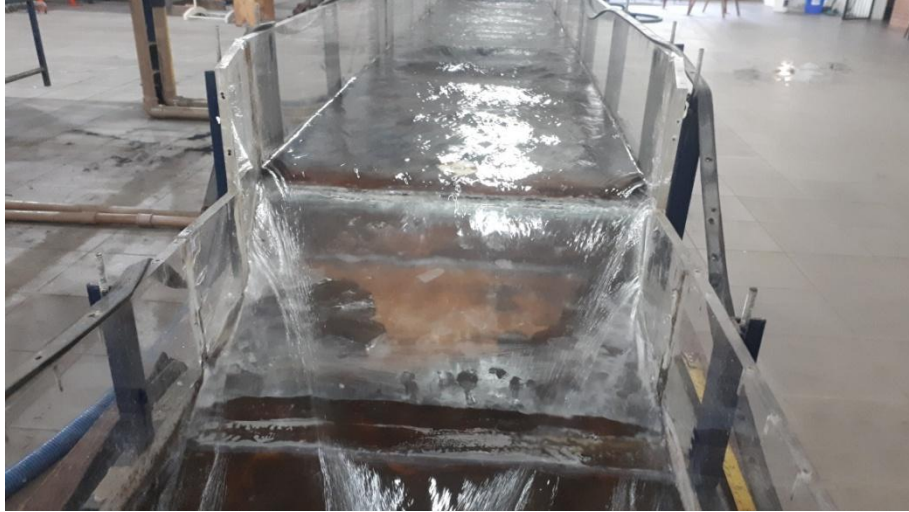
Tabela 15 – Variações angulares máximas aceitáveis para contrações de acordo com os dados medidos

Vazão (l/min)	Profundidade do escoamento (cm)	Froude	α (graus)
150	1,40	0,96	19,15
300	2,20	0,98	18,79
500	3,10	0,98	18,79

(Fonte: Próprio autor)

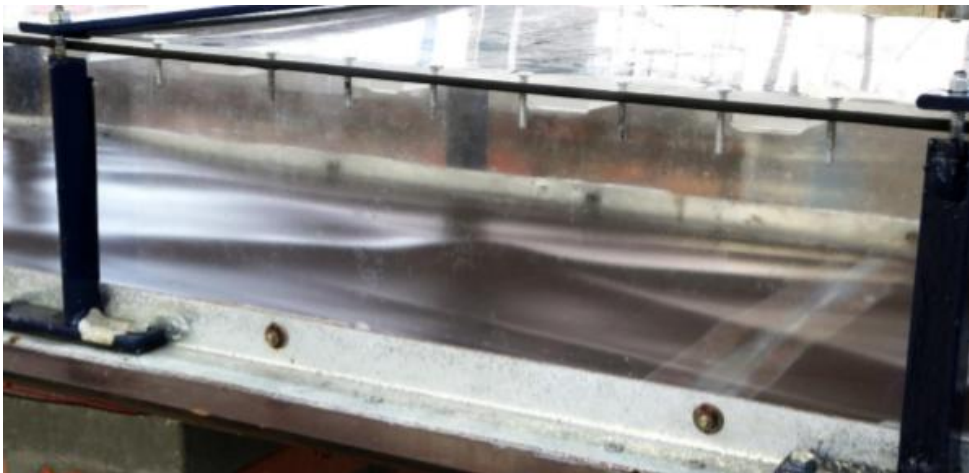
Conforme analisado na Figura 34, o ângulo α de inclinação do modelo em relação ao eixo central do canal é de 11,3°, inclinação apropriada para o escoamento de entrada de modo que, segundo a bibliografia, se evitaria o surgimento de ondas cruzadas. Nos ensaios, entretanto, foram constatadas estas ondas cruzadas de superfície, que seguem contínuas a jusante com a mesma angulação das paredes da contração e batem nas paredes do terceiro trecho do modelo, formando ondas de choque lateral que seguem até que se estabeleça o ressalto hidráulico, conforme as Figuras 35, 36 e 37 a seguir.

Figura 35 – Formação de ondulações na contração lateral do modelo



(fonte: Próprio autor)

Figura 36 – Ondulações da contração lateral do modelo



(fonte: Richard Ducker)

Figura 37 – Propagação das ondas da contração lateral do modelo até ressalto hidráulico



(fonte: Próprio autor)

A existência destas ondas decorre da singularidade não usual presente no modelo, que conjuga transições vertical e horizontal, sobrepondo efeitos no escoamento. Segundo Lencastre (1983, p. 218), é comum que singularidades semelhantes ocasionem condições de escoamento e perdas de energia consideravelmente diversas e que, sempre que a natureza do problema se justificar, é aconselhável recorrer a ensaios em modelo reduzido. Para o caso desta singularidade híbrida, com geometria particular, resultou em interferências ao escoamento diferentes do esperado através dos cálculos de manuais (cálculos teóricos).

O desenvolvimento destas ondas estacionárias se soma com o surgimento do ressalto hidráulico, causado pela mudança de regime do escoamento no trecho três do modelo. Silva (2015, p. 85 e 86) observou o efeito da sobreposição das instabilidades das ondas de choque lateral e do ressalto hidráulico móvel provocado pela vazão variável de alimentação do modelo em ensaios anteriores e afogamento da seção do conduto.

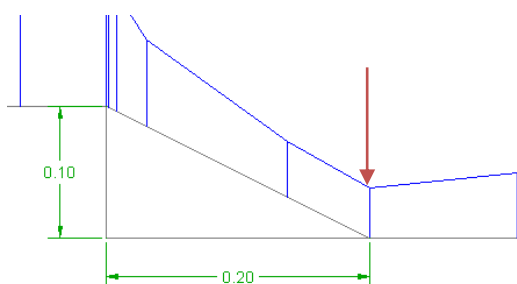
Na medida em que o processo de enchimento do conduto ocorre, verifica-se a sobreposição das ondas de choque lateral com o ressalto hidráulico. [...] Em regime permanente à superfície livre e profundidades moderadas, as ondas de choque lateral favorecem a formação das estruturas tipo crista de galo, ou seja, uma clara perturbação na superfície do escoamento. Em regime não-permanente, as ondas de choque lateral sobrepõem-se às do ressalto hidráulico [...] originando instabilidade hidráulica atípica. (SILVA, p. 85 e 86)

Em função do desenvolvimento da linha de água após a singularidade envolver a combinação de diferentes tipos de escoamento, com alturas e posicionamento dependentes do tipo de singularidade ensaiada e vazão, os resultados serão analisados focando nas profundidades do escoamento no ponto correspondente ao fim da singularidade e início do trecho três e no ponto do fim do ressalto hidráulico e início do escoamento em regime fluvial.

b) Profundidade do escoamento no fim da singularidade (início do trecho três)

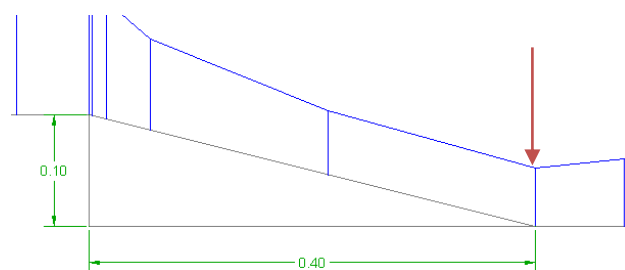
O escoamento desenvolveu, para cada vazão ensaiada, nas geometrias de degrau inclinado 1V:2H e 1V:4H, alturas de escoamento menores que a altura crítica para o trecho e, conseqüentemente, números de Froude altos. As Figuras 38 e 39 ilustram os locais de onde foram extraídos os valores e a Tabela 16 apresenta um comparativo entre as geometrias em função das diferentes vazões.

Figura 38 – Local de medição com inclinação 1V:2H (original)



(fonte: Próprio autor)

Figura 39 – Local de medição com inclinação 1V:4H (alternativa 2)



(fonte: Próprio autor)

Tabela 16 – Profundidades medidas após as singularidades

Vazão (l/min)	Profundidade no fim da singularidade (cm)	
	Inclinado 1V:4H	Inclinado 1V:2H
150	0,46	0,50
300	0,78	0,95
500	1,21	1,34

(Fonte: Próprio autor)

Com o modelo equipado com o degrau vertical, após o bolsão de baixa pressão localizado entre a lâmina de água em queda livre e o espelho do degrau, também se obteve valores de nível de água que produzam escoamentos supercríticos. A Figura 40 ilustra o aprisionamento da água no bolsão de baixa pressão e o escoamento supercrítico a jusante do degrau.

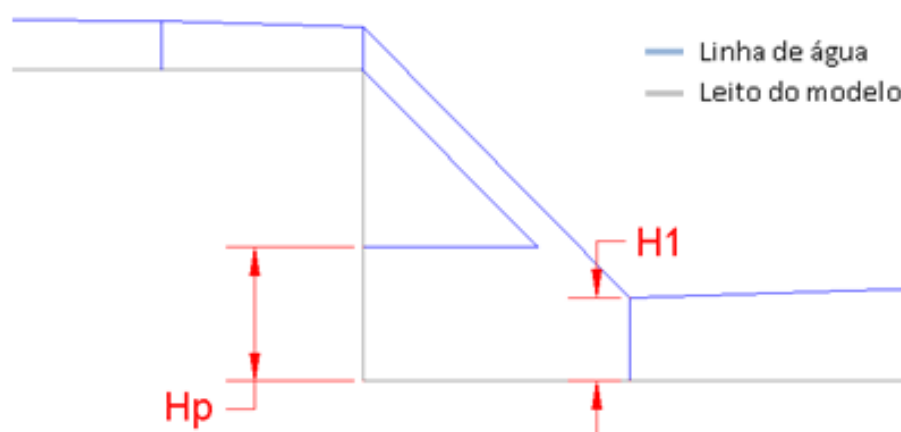
Figura 40 – Formação de escoamento supercrítico a jusante do degrau vertical e bolsão de baixa pressão



(fonte: Próprio autor)

Os resultados das medidas efetuadas a jusante da singularidade do canal, quando o mesmo estava equipado com o degrau vertical, podem ser conferidos na Tabela 17, considerando as variáveis conforme a Figura 41, onde o escoamento em queda livre foi aproximado para uma reta para efeito de simplificação.

Figura 41 – Apresentação das variáveis do dimensionamento do escoamento no degrau vertical



(fonte: Próprio autor)

Tabela 17 – Medidas das profundidades características a jusante do degrau vertical

Vazão (l/min)	Profundidade (cm)	
	Hp	H1
150	2,77	0,62
300	3,68	1,10
500	4,62	1,92

H_p = profundidade da água aprisionada no paramento do degrau; e H_1 = profundidade de escoamento na saída da queda livre do degrau.

(Fonte: Próprio autor)

Podemos considerar que para o degrau inclinado na proporção de 1V:4H, que segundo Diretrizes Básicas para Projetos de Drenagem Urbana no Município de São Paulo (1999, p. 163) seria uma inclinação indicada para uma transição vertical de variação gradual, a

transição do escoamento rápido, do sopé do degrau até o ressalto hidráulico, apresentou profundidades ligeiramente inferiores para as três vazões estudadas, se comparada com o degrau vertical ou o inclinado 1V:2H original do modelo. Isto significa que o degrau 1V:4H gera escoamentos com velocidades maiores, favorecendo a criação de instabilidades na linha de água e aumentando a capacidade erosiva.

c) Remanso entre o fim da singularidade e início do ressalto hidráulico

Entre o fim da singularidade e o início do ressalto hidráulico, constatou-se a presença de uma elevação gradual das profundidades, gerando uma curva de remanso do tipo M3. Este remanso ajusta a profundidade observada no fim da singularidade à profundidade de início do ressalto hidráulico. A Tabela 18 demonstra os comprimentos medidos para a região do canal ocupada pelo remanso, para cada ensaio realizado.

Tabela 18 – Comprimento de remanso nos ensaios

Vazão (l/min)	Comprimento do remanso (m)		
	Inclinado 1V:2H	Vertical	Inclinado 1V:4H
150	0,92	1,02	1,00
300	1,91	1,91	1,11
500	1,83	1,87	1,08

(Fonte: Próprio autor)

d) Ressalto Hidráulico

As principais características do ressalto hidráulico que podem vir a interferir no escoamento são a altura do mesmo e a sua localização. É importante compreender as suas características para possibilitar a identificação dos tipos de escoamento que ocorrem internamente no conduto em diferentes vazões e geometrias.

A altura do final do ressalto hidráulico foi obtida com ponta linimétrica a partir do fundo do canal, enquanto a posição do ressalto hidráulico (distância do ponto de referência da Figura 20) foi medida considerando a projeção horizontal entre o início da singularidade do trecho

dois e o fim do ressalto hidráulico. Ou seja, para efeitos de comparação, a distância correspondente à projeção horizontal, nos casos em que havia degraus inclinados, foram contados como distanciamento de ressalto hidráulico o comprimento da projeção horizontal da singularidade, o comprimento do remanso e o comprimento de desenvolvimento do ressalto hidráulico. Isso se deu para facilitar o entendimento e realizar uma comparação direta das três geometrias testadas. Mais informações a respeito dos pontos de referência para cada singularidade podem ser analisadas no Anexo B deste trabalho.

A Tabela 19 apresenta os valores da posição e profundidade do escoamento no fim do ressalto hidráulico medida a partir do leito do canal, para as três singularidades e vazões ensaiadas.

Tabela 19 – Localização e altura do fim do ressalto hidráulico

Vazão (l/min)	Singularidades					
	Inclinado 1V:2H		Vertical		Inclinado 1V:4H	
	Posição do ressalto hidráulico (m)	Profundidade fim do ressalto hidráulico (cm)	Posição do ressalto hidráulico (m)	Profundidade fim do ressalto hidráulico (cm)	Posição do ressalto hidráulico (m)	Profundidade fim do ressalto hidráulico (cm)
150	1,55	2,60	1,49	2,52	2,04	2,68
300	2,57	3,98	2,21	3,93	3,28	4,00
500	4,12	6,11	3,70	6,00	4,61	6,35

(Fonte: Próprio autor)

Considerando os dados calculados para os valores encontrados nos ensaios dispostos no Capítulo 8.1, obtemos valores de Froudes do escoamentos de entrada no ressalto hidráulico variando de 2,17 a 3,97, que segundo Chow (1959, p. 395), representa um intervalo entre a formação de ressalto hidráulico fraco e oscilante, que podem ocasionar a formação de ondas que se propagam a jusante. Na Tabela 20 se encontram especificadas as profundidades e o número de Froude na entrada dos ressaltos hidráulicos formados.

Tabela 20 – Profundidades e Froude de entrada dos ressaltos hidráulicos

Vazão (l/min)	Singularidades					
	Inclinado 1V:2H		Vertical		Inclinado 1V:4H	
	Profundidade de entrada (cm)	Froude	Profundidade de entrada (cm)	Froude	Profundidade de entrada (cm)	Froude
150	0,67	3,38	0,84	2,41	0,78	2,69
300	1,43	2,17	1,42	2,19	1,22	2,76
500	1,85	2,45	1,76	2,64	1,34	3,97

(Fonte: Próprio autor)

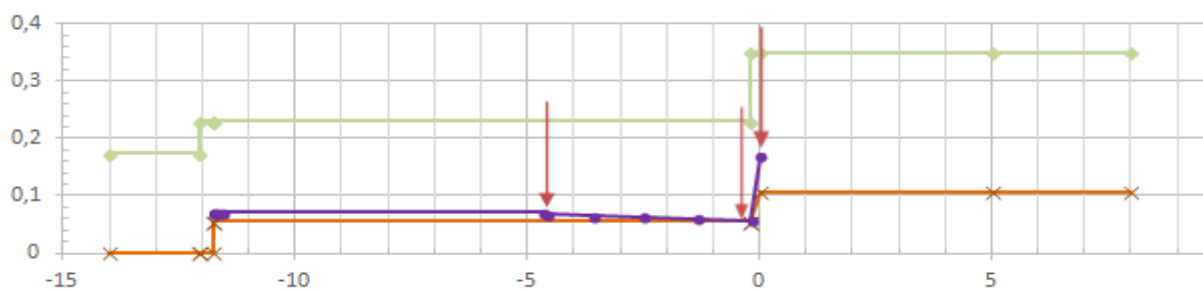
8.4 EFEITO DA SINGULARIDADE NO CANAL

Para fazer uma correlação entre o comportamento do escoamento para cada geometria de singularidade em função da vazão, foi necessário o cálculo de algumas propriedades hidráulicas para traçar algumas relações entre grandezas. Primeiramente, calculou-se relações que independem da singularidade instalada, apenas variando em função da vazão. Esses resultados se aplicam, portanto, para todas os ensaios realizados.

As análises aqui obtidas foram realizadas considerando uma setorização do escoamento entre diferentes seções, as quais identificam as mudanças existentes na linha de água causadas pelo sistema singularidade-remanso-ressalto hidráulico e as respectivas medidas de profundidade obtidas nos ensaios. Para tal, foi considerada como primeira seção de medição, a localizada sobre a crista da singularidade (fim do trecho um da Figura 9), seção considerada como "entrada" para o escoamento que se desenvolverá. A segunda seção aqui considerada, foi a seção de início do remanso desenvolvido no princípio do trecho três do canal. Quando o canal está equipado com os degraus inclinados, esta seção coincide com o sopé da singularidade, já quando está instalado o degrau vertical, considera-se a seção a jusante do local onde o bolsão de baixa pressão entre o degrau e a queda de água se encontram. A terceira seção, que representaria a "saída" do escoamento do sistema singularidade-remanso-ressalto hidráulico

ocorre justamente no fim do ressalto hidráulico. A Figura 42 demonstra um exemplo de onde se encontrariam as três seções para a o canal com a singularidade na inclinação 1V:2H.

Figura 42 – Exemplo de onde se encontrariam as três seções do escoamento para análise



(fonte: Próprio autor)

O número de queda de Chow (1959, p. 423), calculado através da Equação 12 e a energia específica de entrada do escoamento em função da profundidade e da velocidade do escoamento na crista da singularidade são características hidráulicas que serão utilizadas nas análises subsequentes e estão demonstradas na Tabela 21. A última coluna da tabela representa a carga hidráulica de entrada do escoamento: energia específica somada à elevação da cota do trecho um do canal em relação ao trecho três (a), que corresponde a 10 centímetros e à declividade do modelo (ΔZ) de 0,00144 m/m, tomado como plano de referência o ponto mais a jusante do trecho três do modelo (posição -11,78 da Figura 42). Esses valores correspondem à energia de entrada no sistema de dissipação de energia que se desenvolverá a jusante deste ponto.

Tabela 21 – Número de queda e energia do escoamento na crista da singularidade

Vazão (m ³ /s)	Número de queda	Profundidade na crista da singularidade (cm)	Energia específica de entrada (m)	Energia específica de entrada + a + ΔZ (m)
0,0025	0,0025	1,40	0,0205	0,137
0,005	0,0102	2,20	0,0325	0,149
0,0083	0,0283	3,10	0,0457	0,163

(fonte: Próprio autor)

Para ser possível calcular a potência total dissipada em toda esta seção estudada do sistema de macrodrenagem (da crista da singularidade até o fim do ressalto hidráulico), é necessário calcular, além da carga hidráulica do escoamento na entrada (crista da singularidade), também a carga hidráulica de saída do sistema, imediatamente após o ressalto hidráulico, abrangendo a trajetória que o escoamento percorre na singularidade e no remanso de elevação M3 que surge imediatamente após a singularidade e a elevação do ressalto hidráulico.

Para analisarmos a carga hidráulica de saída do sistema em estudo, foi considerada a energia que constitui o regime de escoamento imediatamente a jusante do fim do ressalto hidráulico, já no trecho três do canal e a declividade do canal (ΔZ). Como o ressalto hidráulico apresentou diferentes dimensões em função da singularidade, na Tabela 22 estão os valores utilizados para os cálculos da energia específica no fim do ressalto hidráulico (energia de saída), com os valores separados para cada tipo de singularidade. Na última coluna, considera-se também a parcela de energia correspondente à declividade do conduto de 0,00144 m/m a partir do fim do trecho três (posição -11,78 da Figura 42).

Tabela 22 – Energia do escoamento no fim do ressalto hidráulico

SINGULARIDADE	Vazão (m ³ /s)	Profundidade no fim do ressalto hidráulico (cm)	Energia específica de saída (m)	Energia específica de saída + ΔZ (m)
Degrau inclinado 1V:2H	0,0025	2,6	0,0285	0,0433
	0,005	3,98	0,0442	0,0574
	0,0083	6,11	0,0662	0,0773
Degrau vertical	0,0025	2,52	0,0279	0,0427
	0,005	3,93	0,0438	0,0575
	0,0083	6,00	0,0653	0,0770
Degrau inclinado 1V:4H	0,0025	2,68	0,0292	0,0432
	0,005	4,00	0,0443	0,0565
	0,0083	6,35	0,0682	0,0786

(fonte: Próprio autor)

8.4.1 Potência dissipada pelo escoamento

Sabendo-se a energia específica de entrada (crista da singularidade) e de saída (fim do ressalto hidráulico), torna-se possível descobrir a variação total de energia entre estas duas seções do escoamento. Com esse valor, somado a diferença de cota de fundo do canal nestas seções, obtém-se a diferença de carga hidráulica entre elas, sendo possível obter o valor da potência dissipada neste intervalo através da Equação 40. Os resultados encontrados estão dispostos na Tabela 23.

$$P = \gamma \times Q \times \Delta H \quad (\text{Equação 40})$$

Onde P é a potência em watts; γ é peso específico da água em N/m^3 ; Q é a vazão em m^3/s ; e ΔH é a diferença de carga hidráulica entre as duas seções em metros.

Tabela 23 – Variação de energia e potência dissipada total no intervalo de escoamento entre crista da singularidade e fim do ressalto hidráulico

SINGULARIDADE	Vazão (m^3/s)	Energia específica de entrada + a + ΔZ (m)	Energia específica de saída + ΔZ (m)	ΔH (m)	Potência dissipada total (W)
Degrau inclinado 1V:2H	0,0025	0,137	0,0433	0,0942	2,31
	0,005	0,149	0,0574	0,0921	4,51
	0,0083	0,163	0,0773	0,0854	6,98
Degrau vertical	0,0025	0,137	0,0427	0,0947	2,32
	0,005	0,149	0,0575	0,0920	4,51
	0,0083	0,163	0,0770	0,0857	7,01
Degrau inclinado 1V:4H	0,0025	0,137	0,0432	0,0943	2,31
	0,005	0,149	0,0565	0,0929	4,56
	0,0083	0,163	0,0786	0,0841	6,87

(fonte: Próprio autor)

Como pode ser observado na Tabela 23 anterior, os valores de potência dissipada, desde a crista da singularidade até o fim do ressalto hidráulico, pouco se alteram em relação à singularidade, sofrendo influência apenas da vazão de alimentação do modelo. Isso pode ser facilmente visualizado quando analisamos os resultados para as três geometrias, agrupando-as em conjuntos de ensaios de mesmas vazões, conforme a Tabela 24.

Tabela 24 – Variação de energia e potência dissipada total no intervalo de escoamento entre crista da singularidade e fim do ressalto hidráulico agrupados pela vazão dos ensaios

Vazão (m ³ /s)	Energia específica de entrada + a + ΔZ (m)	Singularidade	Energia específica de saída + ΔZ (m)	ΔH (m)	Potência dissipada total (W)
0,0025	0,137	1V:2H	0,0433	0,0942	2,31
		Vertical	0,0427	0,0947	2,32
		1V:4H	0,0432	0,0943	2,31
0,005	0,149	1V:2H	0,0574	0,0921	4,51
		Vertical	0,0575	0,0920	4,51
		1V:4H	0,0565	0,0929	4,56
0,0083	0,163	1V:2H	0,0773	0,0854	6,98
		Vertical	0,0770	0,0857	7,01
		1V:4H	0,0786	0,0841	6,87

(fonte: Próprio autor)

Para compreender melhor como ocorre a dissipação de potência, considerar-se-ão dois intervalos do escoamento para se realizar uma análise isolada da dissipação: o primeiro entre a crista da singularidade e o início do remanso; e o segundo intervalo entre o início do remanso e o fim do ressalto hidráulico. Desta forma, procura-se mensurar a contribuição da perda de carga em cada trecho do modelo.

O primeiro intervalo abrange a singularidade, limitado pela seção na sua crista, já analisada na Tabela 21 até o início da curva de remanso M3. A Tabela 25 apresenta as profundidades medidas e as energias específicas calculadas no início do remanso, considerando as velocidades calculadas através da vazão ensaiada.

Tabela 25 – Energia no fim da singularidade e início do remanso

SINGULARIDADE	Vazão (m ³ /s)	Profundidade no início do remanso (cm)	Energia específica no início do remanso (m)	Energia específica no início do remanso + ΔZ (m)
Degrau inclinado 1V:2H	0,0025	0,50	0,0739	0,0906
	0,005	0,95	0,0859	0,1026
	0,0083	1,34	0,1200	0,1366
Degrau vertical	0,0025	0,62	0,0510	0,0679
	0,005	1,10	0,0680	0,0848
	0,0083	1,92	0,0711	0,0879
Degrau inclinado 1V:4H	0,0025	0,46	0,0861	0,1024
	0,005	0,78	0,1211	0,1375
	0,0083	1,21	0,1428	0,1592

(fonte: Próprio autor)

O segundo intervalo de análise corresponde ao escoamento situado entre o início da formação do remanso (Tabela 25) e o fim do ressalto hidráulico (Tabela 22). Este intervalo abrange toda a curva de elevação M3 e o ressalto hidráulico que ocorrem no trecho três do canal.

Com o auxílio da Equação 40, é possível obter a potência dissipada em cada um dos intervalos analisados: entre a crista e o início do remanso (Tabela 26) e entre o início do remanso e o fim do ressalto hidráulico (Tabela 27).

Tabela 26 – Potência dissipada pelo escoamento entre a crista da singularidade e o início do remanso

SINGULARIDADE	Vazão (m ³ /s)	Energia específica de entrada + a + ΔZ (m)	Energia específica no início do remanso + ΔZ (m)	ΔH (m)	Potência dissipada na singularidade (W)
Degrau inclinado 1V:2H	0,0025	0,137	0,0906	0,0469	1,15
	0,005	0,149	0,1026	0,0469	2,30
	0,0083	0,163	0,1366	0,0260	2,13
Degrau vertical	0,0025	0,137	0,0679	0,0696	1,71
	0,005	0,149	0,0848	0,0647	3,17
	0,0083	0,163	0,0879	0,0748	6,11
Degrau inclinado 1V:4H	0,0025	0,137	0,1024	0,0350	0,86
	0,005	0,149	0,1375	0,0120	0,59
	0,0083	0,163	0,1592	0,0035	0,29

(fonte: Próprio autor)

Tabela 27 – Potência dissipada pelo escoamento entre o início do remanso e o fim do ressalto hidráulico

SINGULARIDADE	Vazão (m ³ /s)	Energia específica no início do remanso + ΔZ (m)	Energia específica de saída + ΔZ (m)	ΔH (m)	Potência dissipada no remanso e ressalto hidráulico (W)
Degrau inclinado 1V:2H	0,0025	0,0906	0,0433	0,0473	1,16
	0,005	0,1026	0,0574	0,0452	2,21
	0,0083	0,1366	0,0773	0,0594	4,85
Degrau vertical	0,0025	0,0679	0,0427	0,0252	0,62
	0,005	0,0848	0,0575	0,0272	1,33
	0,0083	0,0879	0,0770	0,0109	0,89
Degrau inclinado 1V:4H	0,0025	0,1024	0,0432	0,0592	1,45
	0,005	0,1375	0,0565	0,0810	3,97
	0,0083	0,1592	0,0786	0,0806	6,59

(fonte: Próprio autor)

Como pode ser analisado na Tabela 27, o valor da potência dissipada pelo remanso e ressalto hidráulico juntos tem uma tendência de crescimento com o aumento de vazão no modelo para as geometrias de degrau inclinado 1V:2H e 1V:4H. Entretanto, para o degrau vertical, após

determinada vazão, há redução da dissipação de potência a partir de uma certa vazão entre 150 e 500 litros por minuto. Essa redução será tratada a seguir e poderá ser melhor visualizada na Figura 48 onde ocorre um ponto de inflexão no gráfico de dissipação de potência. A vazão de 500 litros por minuto combinada com o degrau vertical desenha uma tendência, para vazões elevadas, de aumento considerável de dissipação de potência ocorrida junto à singularidade, conforme será analisado a seguir.

Para entendermos como ocorre a dissipação da energia ao longo do canal e estabelecer a contribuição de cada um dos escoamentos característicos, os resultados de dissipação obtidos foram tabulados com relação a potência de entrada no sistema (crista da singularidade), gerando a porcentagem de energia dissipada. Dessa forma podemos fazer uma análise direta entre as diferentes singularidades para as três vazões.

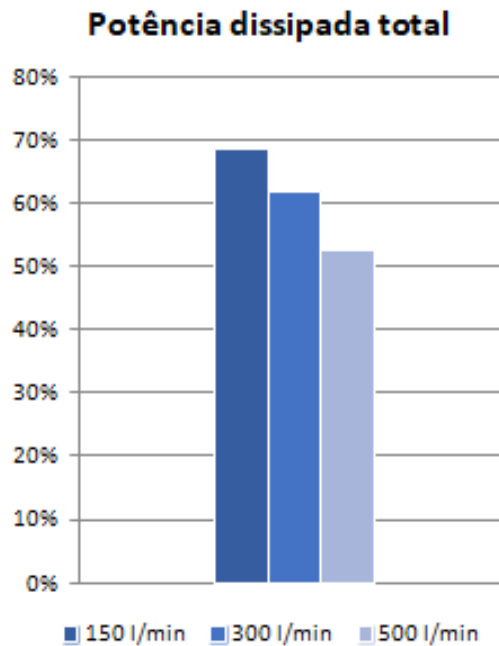
Conforme foi constatado na Tabela 24, a potência de entrada dissipada ao longo da singularidade, remanso e ressalto hidráulico é constante para uma mesma vazão. Mesmo alterando-se a geometria da singularidade instalada no canal, a única variável que interfere na potência dissipada é a vazão líquida que alimenta o modelo. Na Tabela 28 consta a potência de entrada calculada para cada vazão na crista da singularidade e a dissipação total correspondente de cada vazão e a Figura 43 demonstra a porcentagem da potência de entrada dissipada, desde a crista da singularidade até o fim do ressalto hidráulico para cada uma das vazões ensaiadas.

Tabela 28 – Potência dissipada total desde a crista da singularidade até o fim do ressalto hidráulico

Vazão (m ³ /s)	Energia específica de entrada + a + ΔZ (m)	Potência de entrada (W)	Potência dissipada total (W)	Porcentagem da potência de entrada dissipada entre a crista da singularidade e o fim do ressalto hidráulico
0,0025	0,137	3,37	2,31	69%
0,005	0,149	7,33	4,51	62%
0,0083	0,163	13,29	6,95	53%

(fonte: Próprio autor)

Figura 43 – Porcentagem da potência de entrada dissipada entre a crista da singularidade e o fim do ressalto hidráulico



(fonte: Próprio autor)

Com os valores de dissipação da potência de entrada, é possível constatar que as vazões determinam a porcentagem de dissipação da potência, sendo que vazões maiores, com potências de entrada maiores, possuem menores porcentagens de dissipação entre a crista da singularidade e o fim do ressalto hidráulico.

Visando estabelecer a contribuição de cada trecho do escoamento na dissipação da energia de entrada, a Tabela 29 apresenta, em porcentagem, a dissipação da potência de entrada proporcionada pela singularidade e pelo conjunto remanso mais ressalto hidráulico. Ao lado desses valores se encontram os valores de porcentagem da dissipação total para cada um dos intervalos de dissipação ocorrida entre a crista da singularidade e o fim do ressalto hidráulico.

Tabela 29 – Parcelas da porcentagem de dissipação em cada trecho do escoamento em função da potência na crista da singularidade

SINGULARIDADE	Vazão (m ³ /s)	Potência dissipada entre a crista e o pé da singularidade (%)	Potência dissipada entre o pé da singularidade e fim do ressalto hidráulico (%)	Potência dissipada total (%)
Degrau inclinado 1V:2H	0,0025	34 (50%)	34 (50%)	69
	0,005	31 (52%)	30 (48%)	62
	0,0083	16 (30%)	37 (70%)	53
Degrau vertical	0,0025	51 (74%)	18 (26%)	69
	0,005	43 (69%)	18 (31%)	62
	0,0083	46 (87%)	7 (13%)	53
Degrau inclinado 1V:4H	0,0025	25 (36%)	43 (64%)	69
	0,005	8 (13%)	54 (87%)	62
	0,0083	2 (4%)	50 (96%)	52

(fonte: Próprio autor)

Se forem graficadas as parcelas da porcentagem da potência total dissipada devido ao escoamento no tipo de singularidade instalada e ao escoamento a jusante (remanso mais ressalto hidráulico), é possível verificar, em função do aumento de vazão, um padrão de diminuição da parcela de energia dissipada na singularidade e uma constância da parcela dissipada pelo conjunto remanso mais ressalto hidráulico para os degraus inclinados, enquanto que com o degraú vertical, ocorre o processo inverso quanto ao comportamento dos valores: constância da dissipação de energia na singularidade e redução no remanso mais ressalto hidráulico.

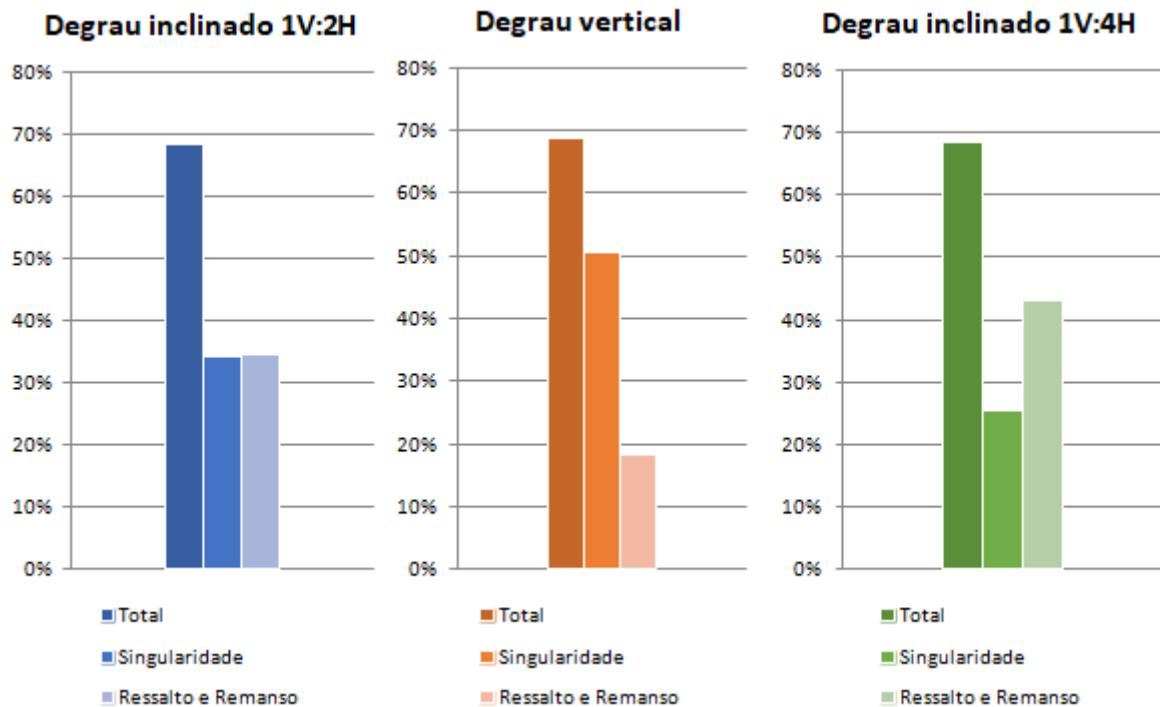
Comparando as singularidades entre si, nota-se que o degraú inclinado 1V:4H produz mais dissipação através do remanso e ressalto hidráulico, enquanto o degraú vertical acaba dissipando maior porcentagem da energia na própria singularidade, reduzindo a dissipação ocorrida no remanso e no ressalto hidráulico. O degraú inclinado 1V:2H sugere uma dissipação de energia mais equilibrada entre singularidade e escoamento a jusante, sobretudo em vazões mais baixas.

Nas Figuras 44, 45 e 46, podemos analisar a porcentagem de potência dissipada em cada trecho do escoamento, em função das vazões ensaiadas. Nestas figuras, a tonalidade mais forte representa a porcentagem da potência total dissipada, a tonalidade intermediária

representa a parcela da porcentagem de potência total dissipada no trecho da singularidade e a tonalidade mais fraca, a parcela da porcentagem de potência dissipada total pelo remanso e ressalto hidráulico. Os tons de azul representam os ensaios realizados com o modelo equipado com o degrau inclinado 1V:2H; os tons de laranja representam os ensaios realizados com o modelo equipado com a singularidade em degrau vertical; e os tons de verde representam os ensaios realizados com o modelo equipado com o degrau inclinado 1V:4H.

A Figura 44 apresenta as parcelas de dissipação de potência para os ensaios correspondentes à vazão de 150 litros por minuto para as três geometrias da singularidade.

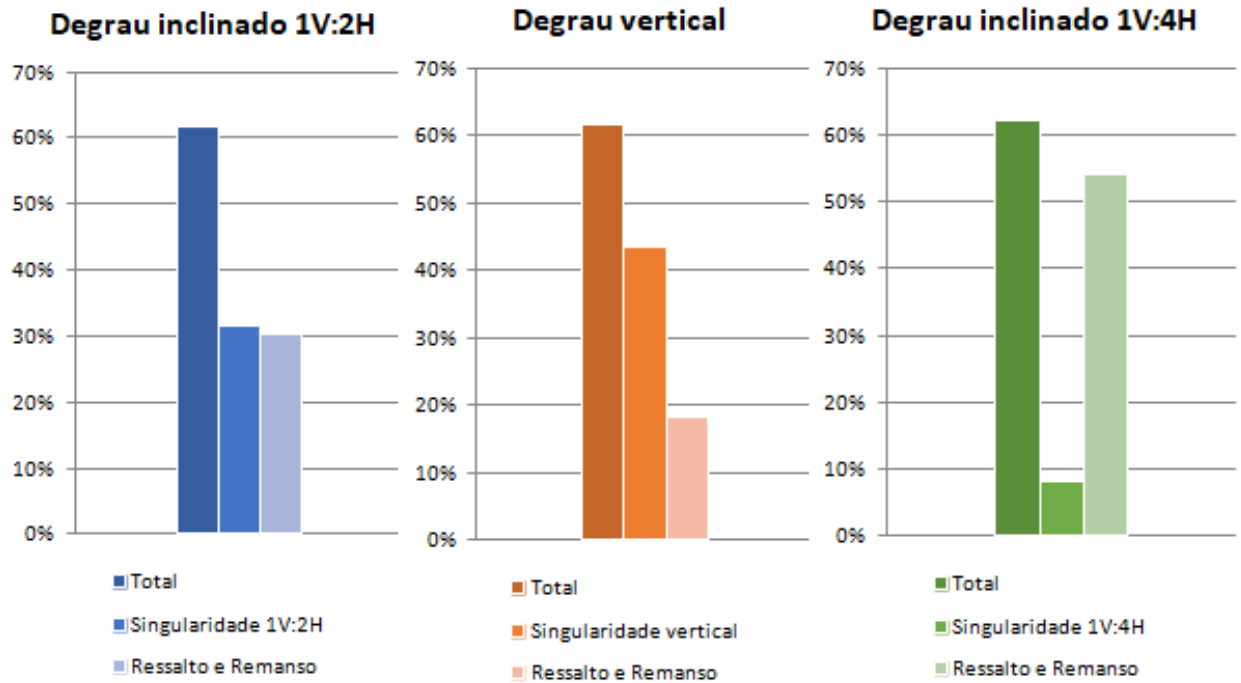
Figura 44 – Parcelas de dissipação de potência para os ensaios correspondentes a 150l/min



(fonte: Próprio autor)

A Figura 45 apresenta as parcelas de dissipação de potência para os ensaios correspondentes à vazão de 300 litros por minuto para as três geometrias da singularidade.

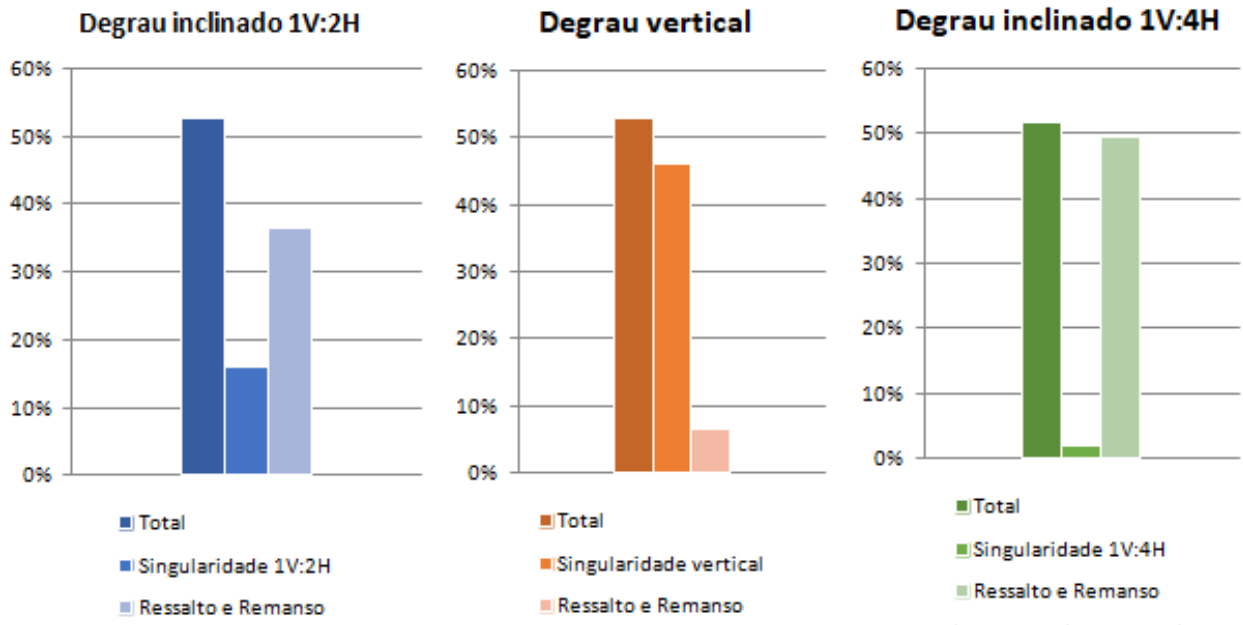
Figura 45 – Parcelas de dissipação de potência para os ensaios correspondentes a 300l/min



(fonte: Próprio autor)

A Figura 46 apresenta as parcelas de dissipação de potência para os ensaios correspondentes à vazão de 500 litros por minuto para as três geometrias da singularidade.

Figura 46 – Parcelas de dissipação de potência para os ensaios correspondentes a 500l/min



(fonte: Próprio autor)

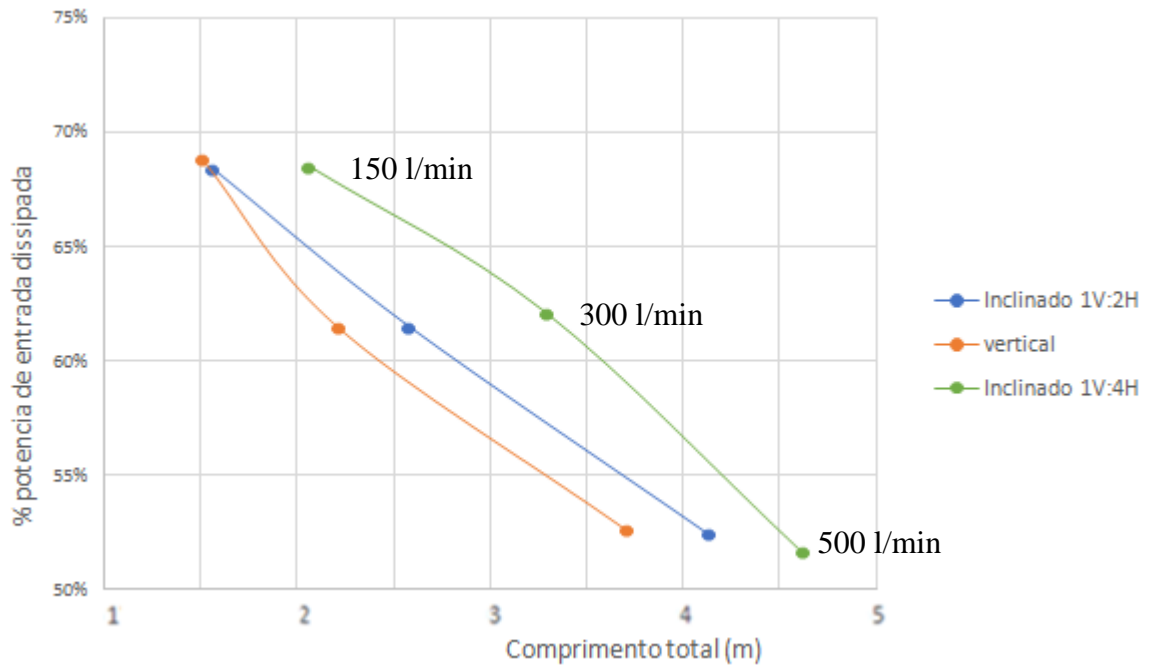
8.4.2 Análise da influência da dissipação de energia sobre o canal

Sabendo que cada alternativa ensaiada dissipa a energia de forma diferenciada, parte na singularidade e parte no escoamento que se desenvolve a jusante da singularidade, sendo que para o degrau vertical, a maior dissipação ocorre na própria singularidade e que nos degraus inclinados 1V:2H e 1V:4H, grande parte da dissipação ocorre no remanso e ressalto hidráulico, procurou-se comparar a dissipação de potência ocorrida no canal com o comprimento do canal ocupado por remanso e ressalto hidráulico.

Desta forma, os valores de potência dissipada foram correlacionados com a distância do canal a ser percorrida pelo escoamento para promover a dissipação total correspondente à vazão ensaiada. O comprimento total de dissipação compreende a extensão da singularidade do trecho dois (Figura 9) propriamente dita, o comprimento ocupado pelo remanso (Tabela 18) e

o comprimento do ressalto hidráulico, até o ponto onde se inicia o regime lento do trecho três (Tabela 19).

Figura 47 – Relação entre a potência de entrada dissipada e comprimento total da região de dissipação (singularidade, remanso e ressalto hidráulico)

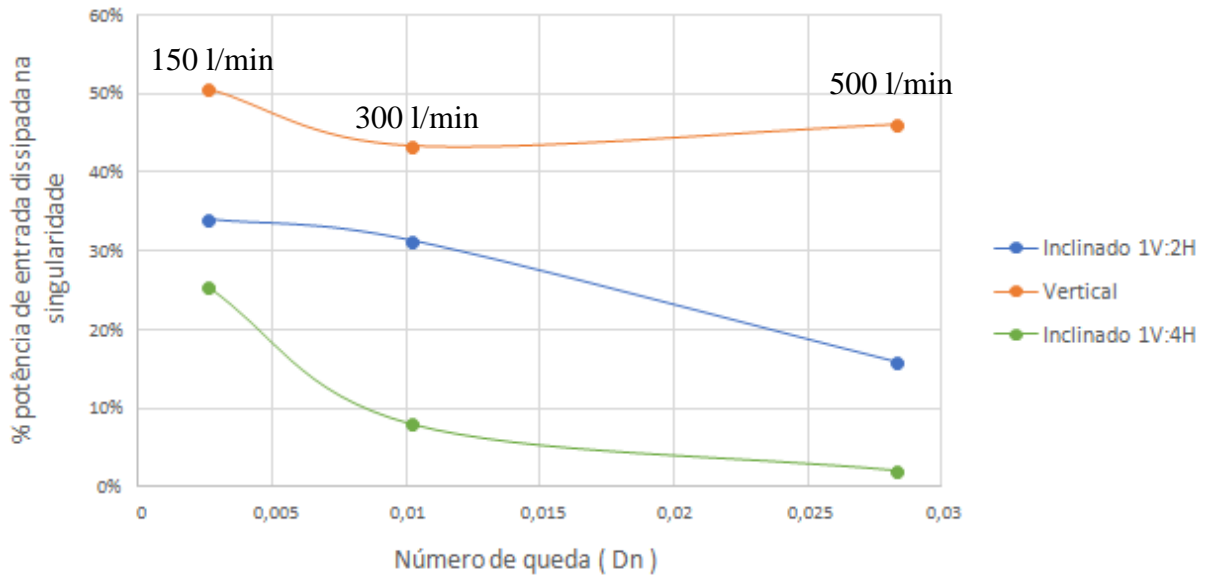


(fonte: Próprio autor)

Com base no gráfico da Figura 47 é possível concluir que, se comparado ao degrau inclinado 1V:2H original do modelo e 1V:4H (alternativa 2), o degrau vertical (alternativa 1) dissipa potências semelhantes em menor comprimento de canal.

Se compararmos a porcentagem da potência de entrada dissipada pela singularidade encontrada na Tabela 26 em função do número de queda obtida na Tabela 21 e graficarmos as relações para entender o comportamento do escoamento em função da geometria da singularidade instalada no modelo, encontramos o gráfico da Figura 48 abaixo.

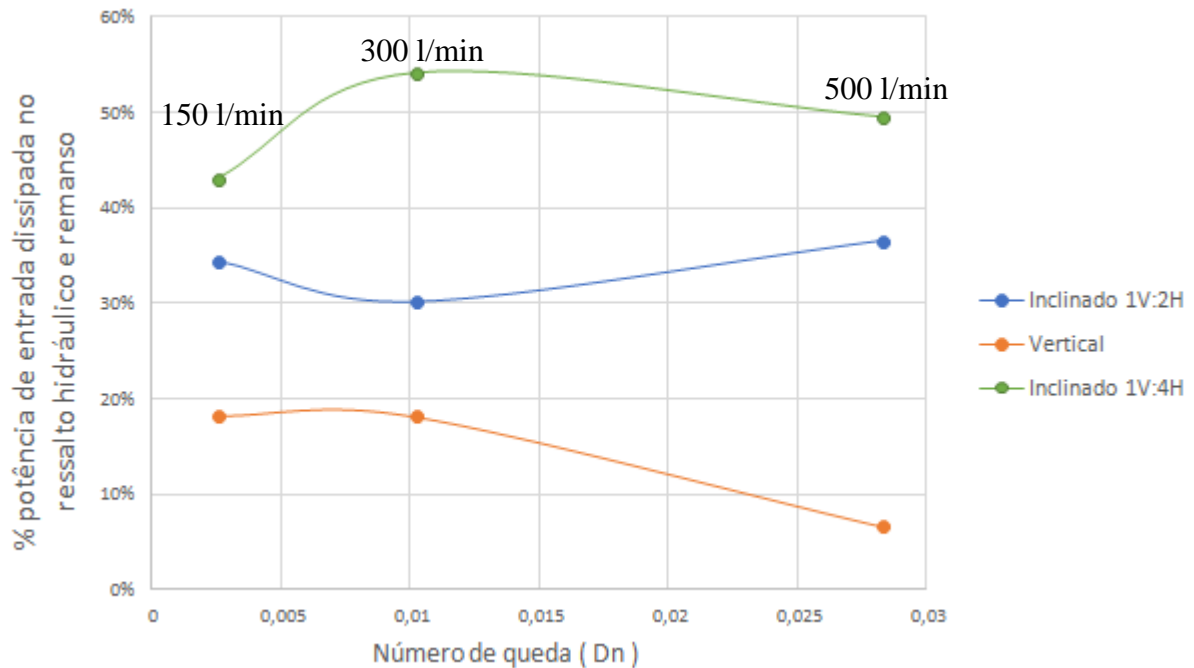
Figura 48 – Relação entre potência de entrada dissipada entre a crista da singularidade e o início do remanso com o número de queda



(fonte: Próprio autor)

Observando o gráfico da Figura 48 acima, constata-se que o percentual de energia decai com o aumento do número de queda e que nos ensaios com vazões mais elevadas, aumentando o número de queda, as singularidades em forma de degrau inclinado acabam reduzindo consideravelmente a potência dissipada, de forma que o degrau inclinado que possui proporção de inclinação 1V:4H reduz a sua capacidade de dissipação mesmo para pequenos aumentos de número de queda, enquanto que para a inclinação 1V:2H, a redução acaba sendo menos acentuada em função do aumento de vazão. Em contrapartida, o degrau vertical possui uma capacidade notável de dissipação da potência mesmo para números de queda superiores. Isso acaba resultando em uma menor dissipação de potência pelo remanso e ressalto hidráulico, conforme pode ser visualizado na Figura 49. No mesmo gráfico, os dados medidos sugerem a existência de um ponto de inflexão de potência de entrada dissipada para a singularidade degrau vertical entre as vazões de 150 e 500 litros por minuto, resultando em uma maior dissipação na singularidade para vazões superiores e redução da dissipação no remanso e ressalto hidráulico conforme constatado na Tabela 27.

Figura 49 – Relação entre potência de entrada dissipada entre o início do remanso e o fim do ressalto hidráulico com o número de queda



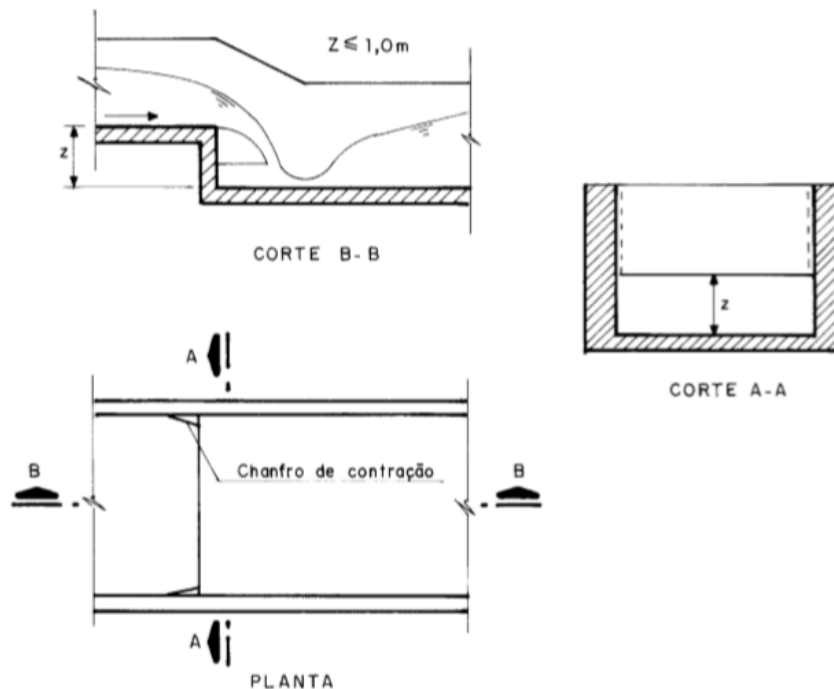
(fonte: Próprio autor)

Com as características de dissipação encontradas nos dados obtidos nos ensaios, conclui-se que, para as vazões ensaiadas, o degrau vertical gera uma dissipação da energia do escoamento em menor intervalo de canal, fazendo com que o ressalto hidráulico ocorra em posição mais a montante se comparada com as outras alternativas, mesmo que a potência dissipada total no canal seja a mesma para todas as geometrias de singularidade. Com a ocorrência de remanso e ressalto hidráulico, necessários para adequar o escoamento aos níveis do canal à jusante, ocupando uma extensão menor do canal, garante-se um escoamento mais estável, porque diminui a extensão do canal afetada por instabilidades hidráulicas de mudança de regime de escoamento, tais como escoamento rápido, ondas de superfície e ressalto.

9 CONSIDERAÇÕES

Dentre as alternativas de traçado para a singularidade do segundo trecho, o degrau vertical, com dimensão de 10 centímetros, mostrou-se mais eficiente para dissipar a energia. Se considerarmos que a escala entre modelo e protótipo é 1:15, o degrau proposto, caso fosse construído no conduto Álvaro Chaves, mediria 1,5 metros de altura. Segundo o Manual Diretrizes Básicas para Projetos de Drenagem Urbana no Município de São Paulo (1999, p. 185), somente seriam adequados para sistemas de macrodrenagem degraus com desníveis de até um metro de altura. Degráus maiores poderiam gerar complicações estruturais problemáticas. Além disso, essas estruturas devem possuir, segundo o mesmo manual (p. 185), aeração da superfície inferior à lâmina vertente de água através de chanfros de contração, para evitar impactos intermitentes de água com o paramento do degrau, com consequências danosas à estrutura, causados pela pressão que tende a ser inferior à atmosfera. Os chanfros da Figura 50 permitem que haja equilíbrio de pressões entre as duas zonas.

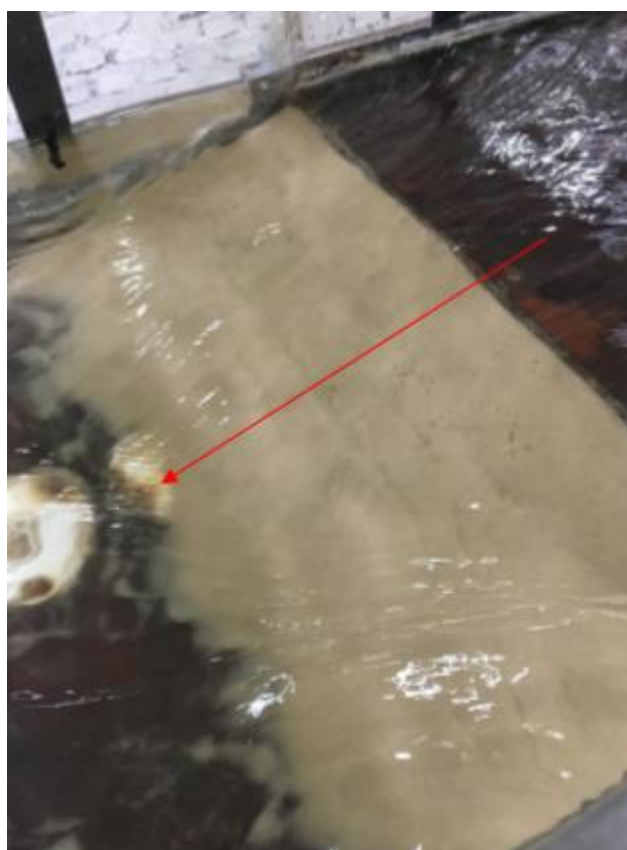
Figura 50 – Detalhe de aeradores em canal com degrau vertical



(fonte: Manual de Projeto de Drenagem Urbana no Município de São Paulo, 1999, p. 185)

É importante salientar que estruturas de macrodrenagem possuem geralmente, além de ar e água em eventos chuvosos, sedimentos que acabam adentrando no sistema através da microdrenagem urbana. Em experimento realizado por Costa (2017, p. 61) no mesmo modelo em escala reduzida do conduto Álvaro Chaves, ao introduzir, juntamente com a água, material granular representando os sedimentos presentes em esgotos pluviais, em vazão de 500 litros por minuto, constatou-se que, imediatamente a jusante de outro degrau vertical existente na estrutura original do canal que delimita o fim do trecho três, surgiu uma rampa de sedimentos, de inclinação 1V:12H, conforme pode ser analisado na Figura 51.

Figura 51 – Rampa de sedimentos gerada no degrau vertical no fim do trecho três



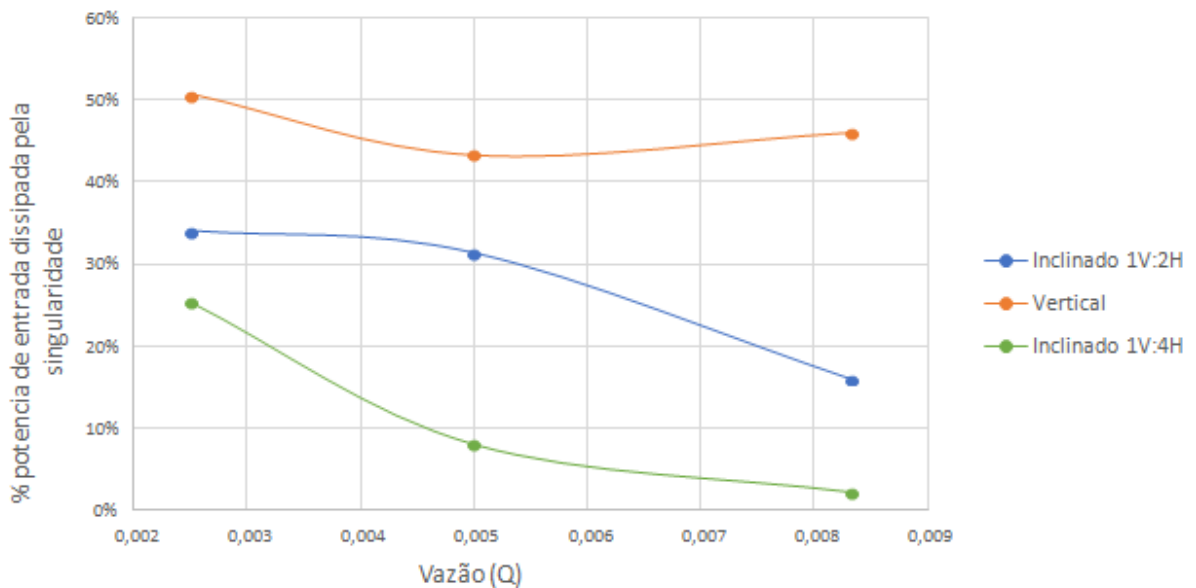
(fonte: COSTA, 2017. p. 61)

Embora essa situação se enquadre como um possível problema atrelado ao uso de degraus verticais, vale ressaltar que esta região de depósito de sedimentos observada possui, logo a jusante da singularidade, um escoamento excessivamente lento, algo que não ocorre logo a jusante do segundo trecho aqui estudado, mas mesmo assim seria de importância a execução

de um plano de ação de manutenção e principalmente, de retirada de sedimentos que podem ficar retidos no sopé da singularidade de degrau vertical, disponibilizando acessos à macrodrenagem que facilitem a inspeção e limpeza desses pontos da galeria.

Ainda se tratando do degrau vertical instalado no modelo, se verificarmos a maior dissipação de potência que ocorre nesta singularidade, quando comparada às outras singularidades analisadas neste trabalho, podemos concluir que existe uma tendência de que esta singularidade consiga limitar a formação de ressaltos hidráulicos instáveis e que ocorram distante da singularidade, causando uma perturbação em grande parte do trecho 3 do canal. Isto pode ser analisado na Figura 52 que apresenta o gráfico demonstrando a porcentagem da potência de entrada na crista da singularidade que é dissipada no intervalo entre a entrada e o início do remanso (fim da singularidade) em função da vazão ensaiada.

Figura 52 – Relação entre potência de entrada dissipada entre a crista da singularidade e o início do remanso com a vazão



(fonte: Próprio autor)

Entretanto, com o aumento de vazão, provavelmente o comportamento do degrau vertical teria uma tendência de possuir uma capacidade de dissipação de potência diferente da linha mostrada neste gráfico. Isso se deve porque a pesquisa se limitou a estudar as vazões de 150, 300 e 500 litros por minuto, as quais formavam queda livre neste ponto, de modo que em nenhum caso observou-se o afogamento do degrau.

Outra limitação importante a ser levantada para esta pesquisa, seria a influência da redução de seção causada pela implementação do degrau inclinado 1V:4H, o que possivelmente traria efeitos negativos para a capacidade de escoamento do conduto em vazões superiores. Esta redução de seção aumentaria a possibilidade de afogamento da galeria em um ponto específico, onde ocorre um brusco rebaixamento do teto da mesma, formando um "degrau negativo" de 12 centímetros. Este rebaixamento do teto se localiza no mesmo ponto do fim degrau inclinado 1V:2H da geometria original do modelo, conforme pode ser visualizado na Figura 53.

Figura 53 – Singularidade no teto do conduto com rebaixamento de 12 centímetros



(fonte: Próprio autor)

Esta característica geométrica do conduto pode ser considerada um entrave em mudanças de geometria do degrau inclinado localizado sob a sua estrutura no instante em que a inclinação se torne menor, por diminuir drasticamente a área de seção do conduto, que já sofre uma diminuição de montante para jusante, tanto lateralmente quanto verticalmente. Neste aspecto, o degrau inclinado na proporção de 1V:4H apresenta uma grande desvantagem se comparada com os outros degraus ensaiados. No Anexo C são apresentadas as mudanças de altura útil do canal causada para cada uma das singularidades estudadas.

Com as considerações aqui dispostas, vê-se que cada uma das alternativas aqui estudadas para a singularidade apresenta aspectos negativos, aspectos esses que poderiam ser atenuados com estudos mais aprofundados ou ensaios no modelo para geometrias complementares às aqui demonstradas. Poderia ser analisado o comportamento hidráulico no modelo para uma bacia de dissipação ou até inclinações intermediárias entre o degrau vertical e a geometria original 1V:2H da singularidade presente do modelo ou o uso de escadas de dissipação neste ponto da macrodrenagem.

10 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

10.1 CONCLUSÕES

Neste trabalho foi possível verificar a correspondência entre modelo e protótipo. Foi encontrado, com os valores obtidos através de ensaios, o coeficiente de Manning para o modelo de 0,0069, valor este que, através da semelhança de Froude, foi possível utilizar para o cálculo do valor correspondente ao protótipo, encontrando-se o coeficiente de Manning resultante de 0,0108, valor correspondente à galeria construída em concreto, material utilizado na construção da galeria. Conclui-se, portanto, que os valores e resultados obtidos na presente pesquisa podem ser considerados não só para a análise de escoamento do modelo, mas também como uma expectativa de comportamento do escoamento no protótipo.

Além disso, quanto ao comportamento hidráulico no modelo, constatou-se que as influências que uma mudança de geometria da transição vertical pode ocasionar no escoamento do modelo reduzido do conduto Álvaro Chaves que, por ser uma estrutura com geometrias e transições complexas, acaba abrigando diversos fenômenos hidráulicos que muitas vezes se sobrepõem, influenciando uns aos outros. Por este motivo, torna-se difícil muitas vezes traçar um efeito comparativo entre os diferentes resultados encontrados. No entanto, os números obtidos neste trabalho demonstram que existem soluções para que se concentre as instabilidades em menor comprimento de canal, resultando em escoamentos estáveis no restante do conduto.

Mostrou-se que um dos principais fenômenos de interferência quanto à capacidade de vazão de um canal de seção fechada, que seria o afogamento de seção, que pode vir a ocorrer com o surgimento do ressalto hidráulico em conjunto com ondas estacionárias oriundas de contração lateral, não sofre interferência significativa com uma mudança do degrau para uma estrutura que ofereça maiores perdas de energia no escoamento. Entretanto, tratando-se da localização do ressalto hidráulico, a singularidade do segundo trecho acaba interferindo de forma mais notável. Em escoamentos onde fenômenos como ressaltos não são indicados devido a

excessiva turbulência resultante, singularidades que consigam reduzir o intervalo de ocorrência dos mesmos podem ser interessantes.

Analisando-se os números encontrados para o escoamento a jusante da singularidade, podemos identificar uma notável diferença de velocidade e mudança nos números de Froude (F) encontrado para cada vazão e singularidade ensaiada, mostrando que as singularidades também influenciam os escoamentos nesta região, que possui redução de área de seção com concordâncias horizontal e vertical. Resultados expressivos se deram quando foram comparadas, para as diferentes combinações de vazões e singularidades, as regiões de dissipação de energia do escoamento.

Com base nos resultados aqui obtidos foi possível perceber que, embora não seja possível evitar o surgimento de escoamento supercrítico com a substituição de uma das singularidades do modelo, existem maneiras de diminuir a abrangência desse escoamento de números de Froude (F) altos e, dessa forma, diminuir o comprimento do conduto onde ocorre instabilidades resultantes da mudança de regime de escoamento, que invariavelmente ocorrerá em diferentes pontos em função da vazão da macrodrenagem. O degrau vertical, por ter apresentado uma dissipação de potência maior junto à singularidade, substituindo o efeito de dissipação do ressalto hidráulico, ocorrido no processo de mudança de escoamento supercrítico para subcrítico, concentrou em menor intervalo do canal a elevação M3 do remanso e o ressalto hidráulico. Desta forma, encontrou-se uma singularidade que ocasionou uma região mais restrita de dissipação de energia, reduzindo o efeito de mudança de profundidades da linha de água, gerando escoamentos mais estáveis sob o ponto de vista da extensão do canal.

10.2 RECOMENDAÇÕES

Neste trabalho foram analisadas de forma conjunta os efeitos das singularidades em um determinado ponto do conduto onde é gerada uma gama de instabilidades no escoamento. Salienta-se que essas instabilidades são resultantes de diferentes características do conduto que variam suas interferências de acordo com a vazão do ensaio. Uma das instabilidades interessantes que ocorrem e que poderia ser estudada com mais detalhe, seria as ondas cruzadas estacionárias superficiais resultantes do estreitamento lateral que ocorre no mesmo

ponto da singularidade vertical. Elas possuem grande influência na localização do ressalto hidráulico que ocorre no trecho três do conduto.

Ainda se tratando de possíveis estudos a respeito do escoamento no modelo, seria interessante estender a gama de vazões de ensaio para traçar gráficos de dissipação de energia mais detalhados, aumentando o número de dados obtidos, sobretudo na geometria de degrau vertical, que resulta em um gráfico de inflexão para vazão compreendida entre 150 e 500 litros por minuto. Outros resultados interessantes poderiam ser alcançados se fossem ensaiadas outras inclinações de singularidades, principalmente intermediárias das estudadas aqui nesta pesquisa ou até um conjunto de degraus verticais, formando escadas de dissipação.

REFERÊNCIAS

BUREAU OF RECLAMATION (Washington DC). United States Department of the Interior. **Design of Small Dams**: a Water Resources Technical Publication. 3 ed. Washington DC: [s.n.], 1987. 860 p.

CHOW, Ven T. **Open Chanel Hydraulics**. New York: Hill Book Company, Inc, 1959. 680 p.

COMPANHIA DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL (São Paulo). Departamento de Águas e Energia Elétrica (coord.). **Drenagem Urbana**: Manual de Projeto. 2. ed. São Paulo: [s. n.], agosto 1980. 468 p.

COSTA, Pedro Oderich da. **Sedimentos em Condutos de Drenagem Urbana**: Efeito das singularidades. Orientador: Ana Luiza de Oliveira Borges. 2017. 67 p. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2017.

CREA-RS. ÓRGÃO DE FISCALIZAÇÃO DA ENGENHARIA E DA AGRONOMIA. **Parecer Técnico**: Ruptura do Conduto Forçado Álvaro Chaves. Porto Alegre: [s.n.], abril 2013. 34 p.

DEPARTAMENTO DE ESGOTOS PLUVIAIS (Porto Alegre). Prefeitura Municipal de Porto Alegre. **Plano Diretor de Drenagem Urbana**: Manual de Drenagem Urbana de Porto Alegre: [s. n.], setembro 2005. 159 p.

FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA (São Paulo). Prefeitura do Município de São Paulo (coord.). **Diretrizes Básicas para Projetos de drenagem Urbana no Município de São Paulo**. São Paulo: [s. n.], abril 1999. 289 p.

LENCASTRE, Armando; **Hidráulica Geral**. Lisboa: Hidroprojecto, 1983. 654 p.

RECUPERAÇÃO SERVIÇOS ESPECIAIS DE ENGENHARIA LTDA (coord). **Relatório Técnico de Inspeção do Conduto Forçado Álvaro Chaves**. Belo Horizonte: [s. n.], fevereiro 2014. v. 1.

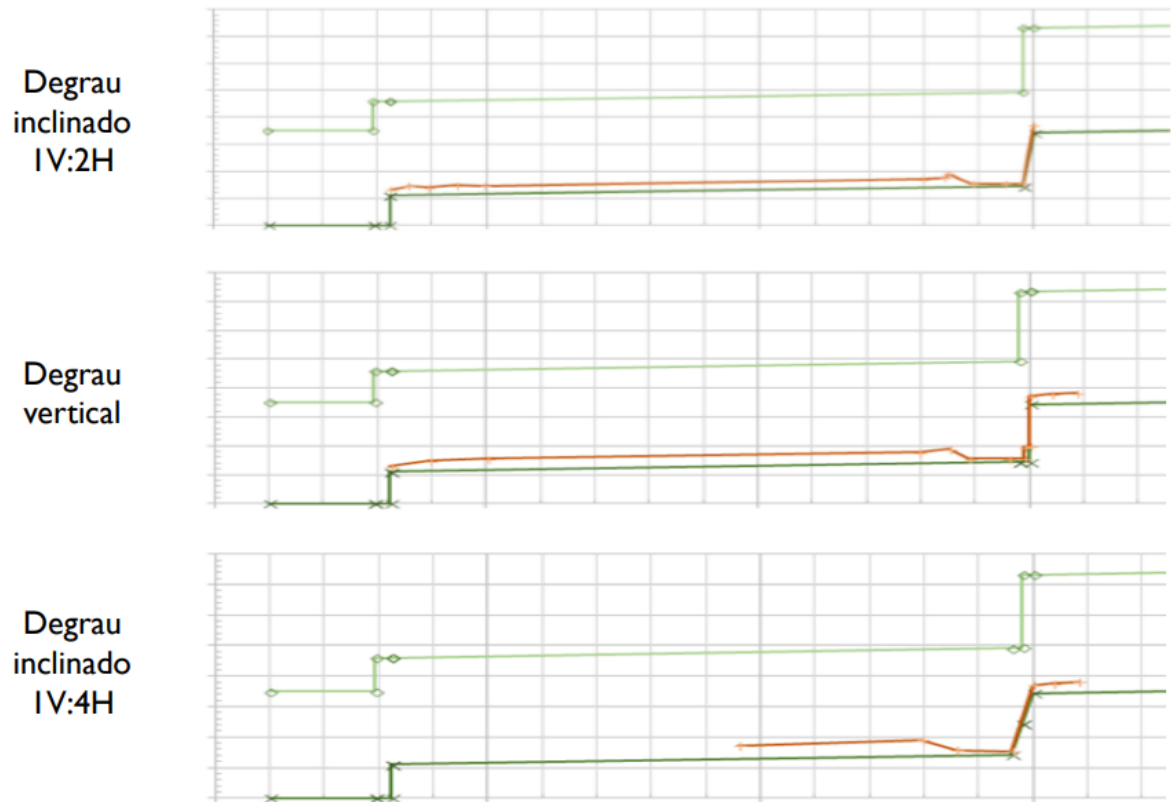
RECUPERAÇÃO SERVIÇOS ESPECIAIS DE ENGENHARIA LTDA (coord). **Relatório Técnico de Inspeção do Conduto Forçado Álvaro Chaves**. Belo Horizonte: [s. n.], fevereiro 2014. v. 2.

SILVA, Juliana Kaiber da. **Identificação de instabilidades hidráulicas em sistema de drenagem urbana**: Investigação Experimental do Conduto Forçado Álvaro Chaves. Orientador: Ana Luiza de Oliveira Borges. 2015. 96 p. Dissertação (Mestre em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) - Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal Do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.

VERGARA S., Miguel A. **Técnicas de Modelacion en Hidraulica**. Mexico DF: Alfaomega, 1993. 294 p. ISBN 968-6223-76-2.

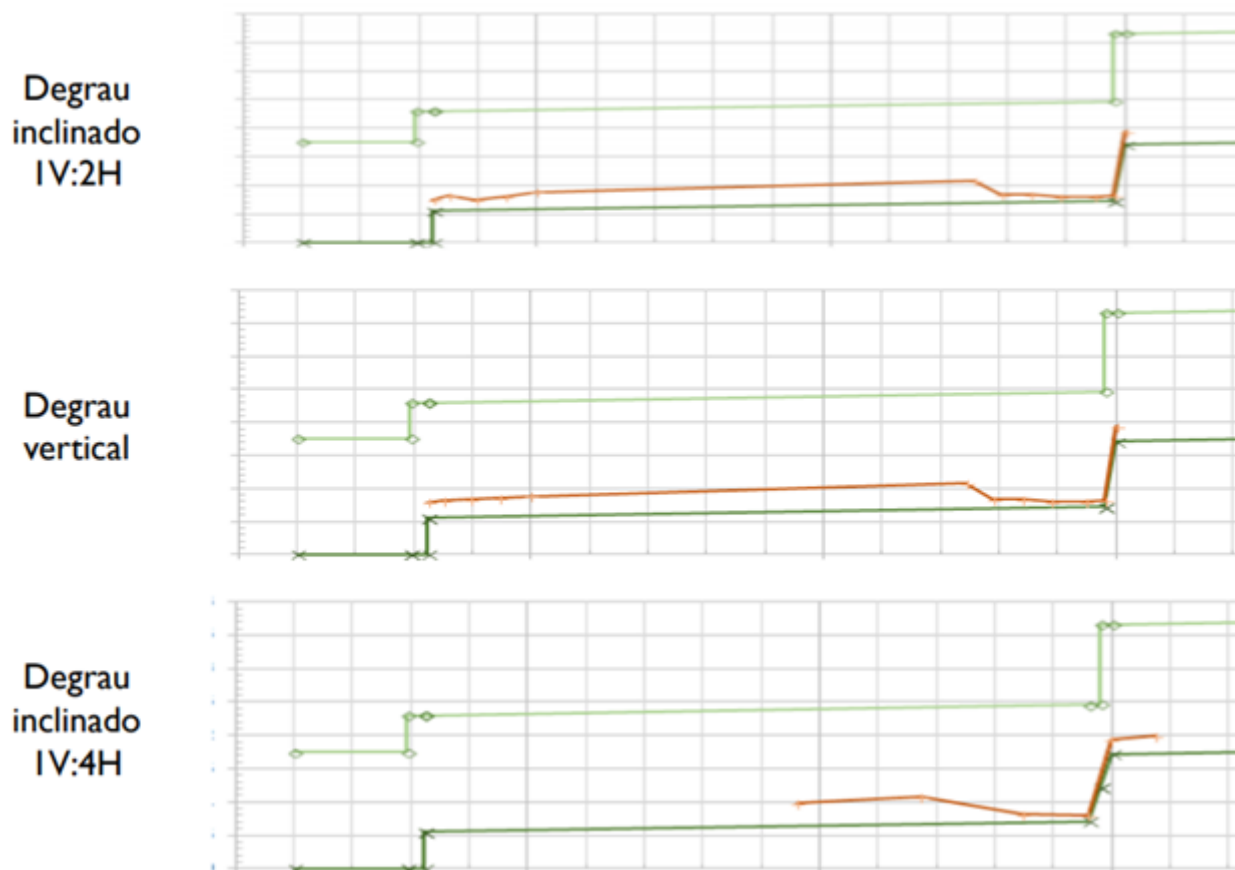
**ANEXO A – Linha de água para as vazões ensaiadas em cada singularidade
instalada**

Figura 54 – Linha de água para a vazão de 150 l/min para cada singularidade ensaiada



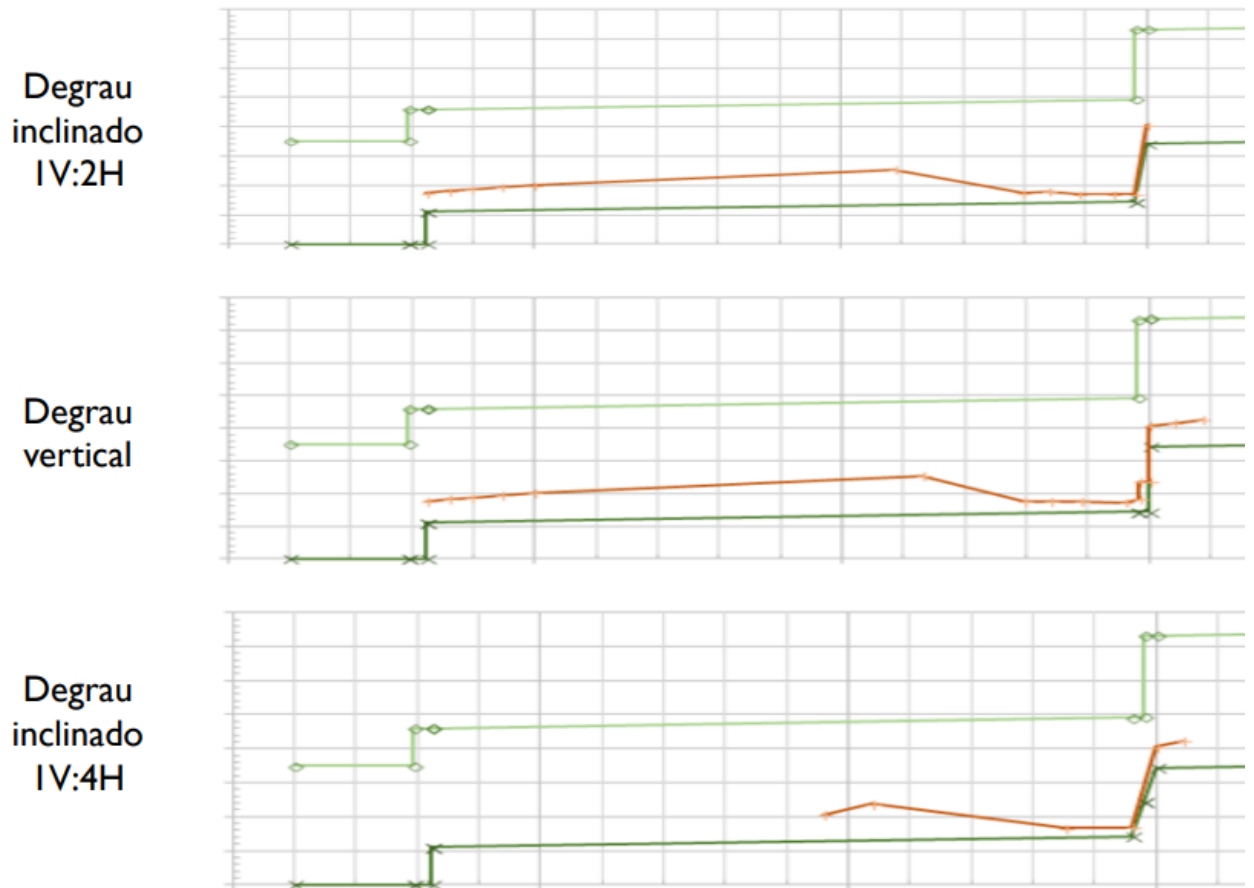
(fonte: Próprio autor)

Figura 55 – Linha de água para a vazão de 300 l/min para cada singularidade ensaiada



(fonte: Próprio autor)

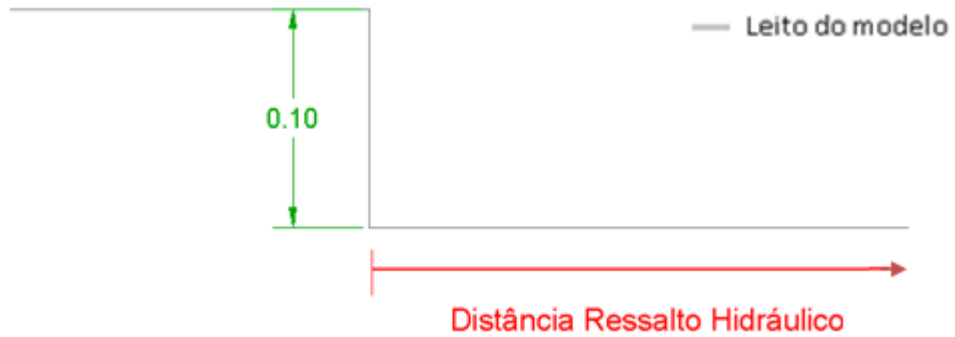
Figura 56 – Linha de água para a vazão de 500 l/min para cada singularidade ensaiada



(fonte: Próprio autor)

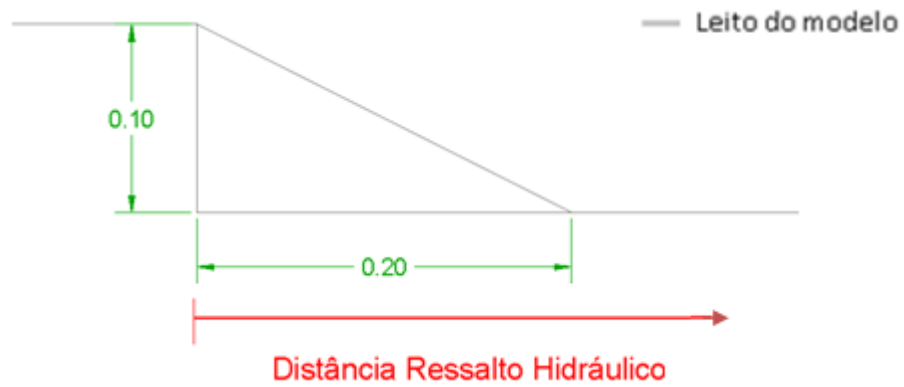
ANEXO B – Referências para medição da distância do ressalto hidráulico

Figura 57 – Ponto de referência para medição de distância do ressalto hidráulico para o degrau vertical



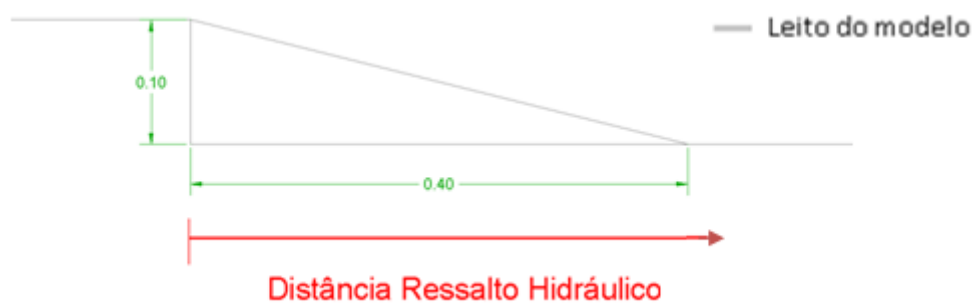
(fonte: Próprio autor)

Figura 58 – Ponto de referência para medição de distância do ressalto hidráulico para o degrau inclinado 1V:2H



(fonte: Próprio autor)

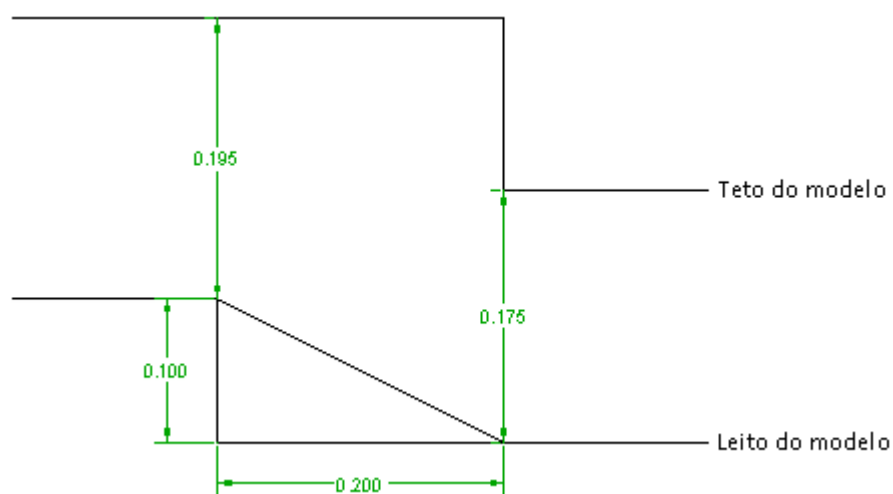
Figura 59 – Ponto de referência para medição de distância do ressalto hidráulico para o degrau inclinado 1V:4H



(fonte: Próprio autor)

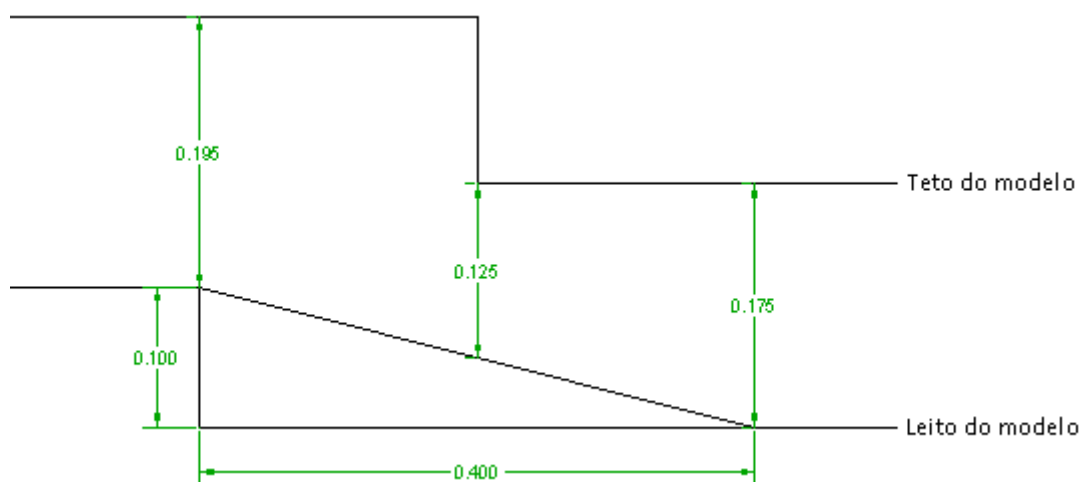
**ANEXO C – Vão livre entre o leito e o teto do conduto para cada
alternativa de singularidade**

Figura 60 – Altura útil a montante e a jusante da singularidade para degrau inclinado 1V:2H



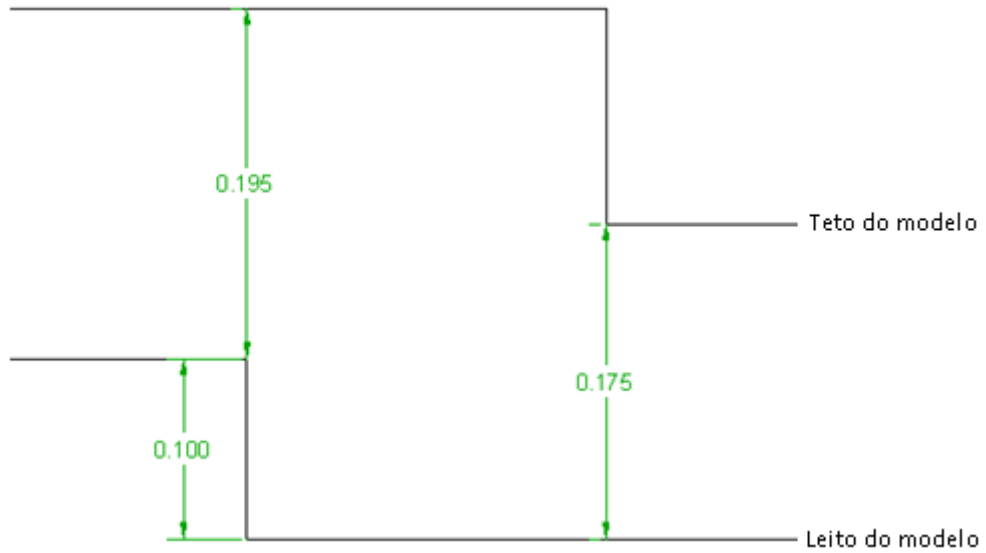
(fonte: Próprio autor)

Figura 61 – Altura útil a montante e a jusante da singularidade para degrau inclinado 1V:4H



(fonte: Próprio autor)

Figura 62 – Altura útil a montante e a jusante da singularidade para degrau vertical



(fonte: Próprio autor)