

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM RECURSOS HÍDRICOS E
SANEAMENTO AMBIENTAL

JULIANA KAIBER DA SILVA

IDENTIFICAÇÃO DE INSTABILIDADES HIDRÁULICAS EM SISTEMA DE
DRENAGEM URBANA - INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL DO CONDUTO
FORÇADO ÁLVARO CHAVES

Porto Alegre, março 2015.

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM RECURSOS HÍDRICOS E
SANEAMENTO AMBIENTAL

IDENTIFICAÇÃO DE INSTABILIDADES HIDRÁULICAS EM SISTEMA DE
DRENAGEM URBANA - INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL DO CONDUTO
FORÇADO ÁLVARO CHAVES

JULIANA KAIBER DA SILVA

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

Orientadora: Prof^a Dr^a Ana Luiza de Oliveira Borges

Colaborador: Rogério Dornelles Maestri

Porto Alegre, março 2015.

JULIANA KAIBER DA SILVA

**IDENTIFICAÇÃO DE INSTABILIDADES HIDRÁULICAS EM SISTEMA DE
DRENAGEM URBANA - INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL DO CONDUTO
FORÇADO ÁLVARO CHAVES**

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

Banca Examinadora:

.....
Prof. Dra. Ana Luiza de Oliveira Borges

.....
Prof. Dr. André Luiz Lopes da Silveira

.....
Prof. Dr. Luiz Augusto Magalhães Endres

.....
Prof. Dr. Jorge Hugo Silvestrini

Porto Alegre, março 2015.

AGRADECIMENTOS

Eu agradeço ao povo brasileiro, norte centro sul inteiro, onde reinou o baião ... à UFRGS, por sempre ter me proporcionado uma sólida formação acadêmica, e ao CNPq, por ter me contemplado com uma bolsa de mestrado.

Expresso, também, meus sinceros agradecimentos à FAPERGS, à Direção do Instituto de Pesquisas Hidráulicas, na pessoa do Prof. André Luiz Lopes da Silveira, ao Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental e ao Núcleo de Estudos em Correntes de Densidade, pelo suporte financeiro imprescindível à execução deste trabalho.

Ao concluir esta parte do trabalho, reafirmo minha certeza de que um sonho que se sonha só, é só um sonho que se sonha só, mas sonho que sonha junto é realidade. Assim, gostaria de expressar a minha gratidão e reconhecimento a todas as pessoas que, de uma maneira ou outra, me ajudaram a concretizar este sonho:

Aos professores do IPH, pelo compromisso com a formação acadêmica de qualidade. Sobretudo, àqueles que, durante minha graduação em Engenharia Ambiental e mestrado, foram ótimos exemplos para a professora que hei de me tornar um dia, notadamente a professora Ana Luiza de Oliveira Borges e os professores Rogério Dornelles Maestri, Luiz Olinto Monteggia, Dieter Wartchow e Luiz Augusto de Magalhães Endres. Como ótimo exemplo de professora, incluo aqui, também, a minha mãe, a qual desde cedo me ensinou que a tabuada não se decora, que a álgebra é a alma da Matemática, que as equações diferenciais podem descrever os fenômenos da natureza e que, nesta vida, a gente pode aprender de tudo, basta querer.

Ao casal alagoano mais gaúcho que conheço, Rosane e Paulo, por sua constante companhia à menina baiana que habita dentro de mim.

À Patrícia, pelos sorrisos e abraços apertados, à Carolina, por todo o ensinamento, carinho e parceria durante o longo ano de 2014 e à Débora, pelos *funnies*.

Às minhas amigas canoenses, por nunca me largarem de mão, mesmo eu nunca respondendo às suas mensagens.

Profundamente enraizada no cotidiano do NECOD está a construção coletiva (e colaborativa) do trabalho científico, prerrogativa básica do trabalho experimental. Muito me alegro e me honra poder trabalhar ao lado de pessoas tão comprometidas (e divertidas!). Expresso os meus sinceros e profundos agradecimentos à toda equipe necodiana. Aos meus fiéis escudeiros, Cristian e Marcelo, que são meus parceiros até quando preciso entrar pelo cano. À Eva, que, muito além de me ajudar com as questões burocráticas, também é um ótimo colinho nas horas que eu preciso de um afago de mãe e estou longe da minha. Ao Manica, Eduardo e

Richard, pelas proveitosas dicas sobre os aspectos práticos dos experimentos. Aos funcionários Sérgio, Farina, Felipe e Igor, às bolsistas Carolina e Cíntia e aos bolsistas Felipe, Wagner e Gabriel, além dos estudantes de pós-graduação Cristiano e Camila.

Ainda não encontrei palavras capazes de expressar a minha gratidão à minha orientadora, Prof. Ana Luiza de Oliveira Borges, que me acolhendo no NECOD, acabou por transformar a minha vida! Que acabou tornando-se um modelo de dedicação ao ensino e à formação de pessoas, no sentido mais amplo e generoso que essa formação pode acontecer. Que gentilmente transmite a segurança e confiança necessárias para que eu siga em frente.

Ao Prof. Rogério Maestri, que, ao insistir em me ensinar um pouco de Mecânica dos Fluidos e Hidráulica, também transformou a minha vida! Solidariamente, acabou me ensinando o quanto a pesquisa experimental em hidráulica é instigante, inesgotável e desafiadora. Pacientemente, aguardou a abertura das janelas do pensamento. E que compartilhar comigo sua visão de mundo, entre um cafezinho e outro, me ajuda a melhor compreendê-lo.

Ao Rafael, meu irmão, por sempre caminhar ao meu lado, motivando-me e dando-me valiosos conselhos.

Aos meus pais, que nunca mediram esforços para me proporcionar excelentes oportunidades. Que sempre, muito pacientemente, ouviram as minhas histórias e teorias, sobre minhas viagens ou sobre como o Álvaro Chaves enche quando chove forte. Que sempre me deixaram absolutamente livre para fazer as minhas escolhas, mas que sempre estavam presentes quando as consequências começavam a pesar nos meus ombros. O amor e a admiração que sinto por vocês são os sentimentos mais valiosos que guardo no meu coração!

Y gracias a la vida que me ha dado tantos bons motivos para agradecer!

“A vida inventa! A gente principia as coisas, no não saber por que, e desde aí perde o poder de continuação – porque a vida é mutirão de todos, por todos remexida e temperada”

(Guimarães Rosa)

“Se eu vi mais longe, foi por estar sobre ombros de gigantes.”

(Isaac Newton)

“Remember, when discoursing about water, to induce first experience, then reason.”

(Leonardo da Vinci)

RESUMO

O Conduto Forçado Álvaro Chaves (CFAC), grande obra de drenagem urbana realizada na cidade de Porto Alegre (Brasil) e implantado entre 2005 e 2008, para amenizar alagamentos em ruas e avenidas de uma região altamente populosa, com cerca de 2,8km². A concepção e dimensionamento do CFAC chamam atenção por alguns aspectos pouco usuais: um reservatório de detenção e um conduto forçado combinados na mesma estrutura e seção transversal retangular, diminuindo de montante para jusante. Além disso, também apresenta contrações verticais e horizontais sem concordâncias apropriadas, desnível geométrico abrupto e mudança de direção em ângulos vivos com diminuição da seção transversal. Esse sistema de drenagem deságua no Rio Guaíba. Em fevereiro de 2013, o CFAC ganhou notoriedade, devido ao colapso de parte de sua estrutura durante um forte evento chuvoso. A cobertura de concreto armado do CFAC foi deslocada e o solo removido, causando o afundamento do pavimento. Para investigar o CFAC, um modelo de detalhe em escala reduzida foi construído no Pavilhão Fluvial do Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. A escala de redução geométrica adotada é de 1:15, resultando em um modelo de 30 m de comprimento, com alturas (16 – 42 cm) e larguras variáveis (20 – 50 cm). O modelo reproduz o reservatório de detenção, suas duas entradas e parte do conduto forçado à jusante do reservatório de detenção. O procedimento experimental baseia-se na propagação de um hidrograma no interior do conduto. As variáveis experimentais são a vazão afluente inicial, a configuração de abertura dos registros de jusante (essas duas variáveis condicionam o nível d'água inicial) e o tempo de abertura dos registros de montante. Os principais dados, gerados nos ensaios, são imagens obtidas em vídeo (câmeras normais e câmera rápida) e registros de vazão. A minuciosa análise das imagens permitiu o estabelecimento de três padrões de enchimento do conduto, apresentados a seguir. Padrão A – Enchimento do conduto sem aprisionamento de bolsões de ar e pressurização *quasi-steady*: observado em ensaios em que as condições de drenagem são mais favoráveis, resultando nos menores níveis iniciais de água no interior do conduto, dada uma vazão afluente. Esse padrão representa situações em que o nível do Rio Guaíba está mais baixo, permitindo maior capacidade de drenagem do sistema. Padrão B – Enchimento do conduto com aprisionamento de bolsões de ar e pressurização *quasi-steady*: estabelece-se, mediante condições de drenagem um pouco mais restritivas do que no Padrão A, resultando em maiores níveis iniciais para as mesmas vazões afluentes. Situações em que o nível do Rio Guaíba encontra-se mais elevado podem ser associadas a esse padrão. Padrão C – Enchimento do conduto com aprisionamento de bolsões de ar e pressurização *unsteady*: as condições de drenagem mais adversas condicionam o estabelecimento do Padrão C e resultam em altos níveis iniciais, mesmo para vazões iniciais bastante baixas. Esse padrão representa as condições mais extremas ensaiadas, seja em relação aos níveis do Rio Guaíba associados, seja em relação à severidade das consequências observadas. Além disso, inúmeros fenômenos e instabilidades hidráulicas foram observados: transição entre o escoamento à superfície livre e pressurizado, ressaltos hidráulicos móveis, aprisionamento e movimentação de bolsões de ar, ondas oscilatórias e ondas de translação. De uma maneira geral, o modelo do CFAC permite o estudo do escoamento, em regime não permanente, em um sistema de drenagem urbana que apresenta diversas singularidades, como curvas, contrações horizontais e verticais sem concordância e mudanças de direção com redução da seção transversal em ângulos vivos.

Palavras-chave: sistemas de drenagem urbana, transiente hidráulico, modelos físicos,

ABSTRACT

The Álvaro Chaves Penstock System (ACP) is the greater storm sewer device of Porto Alegre (Brazil), it was built between 2005 and 2008 and aims to overcome recurrent floods in main avenues located in a highly populated region of 2,8km². The conception and design of ACP highlight some unusual aspects: the combination of an on-line detention reservoir and a penstock and the reduction of its rectangular cross-sectional area to downstream direction. Moreover, there are abrupt sharp edges contractions (horizontal and vertical), 90° bend with a reduction of rectangular cross-sectional and abrupt geometrical drop. In February 2013, the ACP became notorious because of its structural collapse during a rainstorm event. The precast concrete cover was displaced, soil was removed and the pavement descended. In order to investigate the ACP system, a partial physical model was built in the Instituto de Pesquisas Hidráulicas of the Universidade Federal do Rio Grande do Sul. The geometric scale factor is 1:15, resulting in a 30 m length, variable height (16cm - 42cm) and width (20cm - 50cm). The model reproduces the detention reservoir, its entrances and the short portion of the penstock located downstream of the detention reservoir. The experimental procedure is based on the propagation of a hydrograph in the conduit. The experimental variables are affluent initial discharge, the overture settings of the downstream discharge valves (both variables affect initial water level in the conduct) and the opening periods of the upstream valves. The data generated during the tests are video images (general camera and high-speed camera) and discharge records. A comprehensive analysis of the images led the identification of three basic patterns of pipe filling. Pattern A – Filling without air entrapment in quasi-steady state: observed during tests with most favorable drainage conditions, resulting in lower initial water levels in the conduct, given an initial discharge. This pattern represents situations where the Guaíba River level is lower, allowing better drainage capacity. Pattern B – Filling with air entrapment in quasi-steady state: established considering drainage conditions a little bit more restrictive than in Pattern A, resulting in higher initial levels in the conduct for the same affluent discharges. Situations of higher levels in the Guaíba River may be associated with this pattern. Pattern C – Filling with air entrapment in unsteady state: established under the most adverse drainage conditions, resulting in higher initial water level even for very low initial affluent discharges. This pattern represents the most extreme conditions tested, whether in relation to the associated levels of the Guaíba River and in relation to the severity of the observed effects. Furthermore, numerous phenomena and hydraulic instabilities were observed: transition between free surface and pressurized flow, moving hydraulic jumps, entrapment of air pockets, oscillatory waves and translational waves. In general, the ACP model allows the study of the flow in a storm sewer system under unsteady state, considering its singularities: bends, horizontal and vertical contraction without alignment and direction changes with reduction of the cross section sharp angles.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1. Ondas de rolamento.....	19
Figura 2. Relação vazão x profundidade e vazão x gradiente piezométrico em escoamento permanente em condutos circulares.....	20
Figura 3. Classificação de correntes de densidade ar-água.	26
Figura 4. Estágios da transição entre escoamento à superfície livre e escoamento pressurizado.	27
Figura 5. Estágios da transição entre o escoamento à superfície livre e pressurizado.	28
Figura 6. Instalação experimental para simulação da liberação de ar em condições inicialmente estáticas.	29
Figura 7. Instalação experimental para simulação da liberação de ar mediante enchimento e pressurização do conduto.....	29
Figura 8. Instalação experimental de Hamam e McCorquodale (1982).....	31
Figura 9. Esboço da instalação experimental de Cardle et al. (1989)	32
Figura 10. Aparato experimental de Capart et al. (1997).	33
Figura 11. Instalação experimental de Zhou et al. (2002).....	34
Figura 12. Comportamentos da oscilação de pressão observados por Zhou et al. (2002).....	36
Figura 13. Instalação experimental utilizada por Vasconcelos e Wright (2005).....	37
Figura 14. Instalação experimental utilizada por Zhou et al. (2011).....	39
Figura 15. Instalação experimental Vasconcelos e Leite (2012).....	40
Figura 16. Instalação experimental utilizada por Trindade e Vasconcelos (2012 e 2013).....	40
Figura 17. Instalação experimental utilizada por Choise et al. (2014).	41
Figura 18. Representação dos escoamentos em regime livre e pressurizado nos modelos tipo Fenda de Preissmann.	44
Figura 19. Traçado e dimensões das galerias CFAC.....	47
Figura 20 - Visão geral da Rua Bordini no local do rompimento do CFAC.	48
Figura 21 - Detalhe do rompimento do CFAC.	48
Figura 22. Solo removido no local de onde o CFAC rompeu.	49
Figura 23. Detalhe de parte da tampa superior do CFAC, vista do interior do conduto.	49
Figura 24. Hidrograma estimado para o evento que culminou no rompimento do CFAC.....	50
Figura 25. Buraco que se formou na Dr. Timóteo em 28 de outubro de 2013.....	51
Figura 26. Buraco na Dr. Timóteo.....	51
Figura 27. Fluxograma que resume a metodologia utilizada na concepção, construção e operação no modelo reduzido do Conduto Forçado Álvaro Chaves	54
Figura 28. Esboço esquemático do modelo reduzido do Conduto Forçado Álvaro Chaves. ...	57
Figura 29. Vistas lateral e superior do modelo	58
Figura 30. Condição de regime permanente com escoamento pressurizado no degrau maior.	59
Figura 31. Vazão drenada pelo modelo e nível de jusante	62
Figura 32. Condições de escoamento em vertedores tipo poço.	64
Figura 33. Pontos de análise de resultados	65
Figura 34. Condições iniciais da linha d'água do Padrão A.....	67
Figura 35. Ondas de choque lateral que se formam a jusante do ponto 3.	68

Figura 36. Ressalto hidráulico oscilante que se forma à jusante da última onda de choque lateral.	69
Figura 37. Ondulações na superfície do escoamento à jusante do ressalto hidráulico oscilante.	69
Figura 38. Ressalto hidráulico oscilante móvel associado às ondas de choque lateral.	71
Figura 39. Enchimento do conduto de jusante para montante.	72
Figura 40. Ressalto hidráulico oscilante móvel avançando no reservatório de detenção.	73
Figura 41. Movimentação do bolsão de ar de jusante para montante e expulsão violenta no ponto 3.	74
Figura 42. Onda solitária (onda de cheia) avançando de montante para jusante.	76
Figura 43. Expulsão de bolsão de ar aprisionado a jusante do ponto 5.	77
Figura 44. Propagação das ondas senoidais de jusante para montante.	77
Figura 45. Propagação da onda senoidal tocando a cobertura do conduto.	78
Figura 46. Enchimento da seção de montante do trecho 4.	79
Figura 47. Bolsões de ar deslocando-se de jusante para montante ao longo do trecho 4.	80
Figura 48. Bolsão de ar prestes a ser expulso no ponto 3.	80
Figura 49. Comparação entre o hidrograma estimado para o evento da ruptura e o hidrograma propagado durante um ensaio.	90

LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Vazão escoada em cada um dos registros.....	63
Tabela 2. Condições iniciais de cada ensaio e resultado do padrão de enchimento do conduto conforme definição do texto.....	66

LISTA DE QUADROS

Quadro 1. Resumo dos padrões de escoamento bifásicos observados em um conduto fechado.	21
Quadro 2. Caracterização básica dos mecanismos de aprisionamento de ar apresentados por Vasconcelos e Wright. (2006)	25
Quadro 3. Intervalo de variação das variáveis experimentais	60

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	13
1.1	Relevância do estudo	14
1.2	Objetivo.....	15
1.3	Estrutura do trabalho.....	15
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	17
2.1	Instabilidades hidráulicas em sistemas de drenagem urbana.....	17
2.2	Escoamento bifásico em sistemas de drenagem	20
2.3	Transição entre escoamento à superfície livre e escoamento pressurizado	26
2.4	Modelos hidráulicos físicos	28
2.5	Modelos numéricos.....	42
3	ESTUDO DE CASO: CONDUTO FORÇADO ÁLVARO CHAVES.....	46
4	METODOLOGIA	53
4.1	Definição de escalas, concepção e construção da instalação experimental	53
4.2	Instalação experimental	56
4.3	Exploração preliminar do modelo, identificação das instabilidades e instrumentação 58	
4.4	Plano de Ensaios	60
4.5	Interpretação e discussão dos resultados.....	61
5	RESULTADOS.....	62
5.1	Exploração preliminar do modelo.....	62
5.1.1	Capacidade de escoamento em regime permanente	62
5.2	Ensaio em regime não permanente	65
5.2.1	Padrão A – Enchimento do conduto sem aprisionamento de bolsões de ar e pressurização <i>quasi-steady</i>	67
5.2.2	Padrão B – Enchimento do conduto com aprisionamento de bolsões de ar e pressurização <i>quasi-steady</i>	73
5.2.3	Padrão C – Enchimento do conduto com aprisionamento de bolsões de ar e pressurização <i>unsteady</i>.....	75
6	DISCUSSÃO	82
6.1	Discussão do modelo reduzido do CFAC	82
6.2	Discussão dos resultados dos ensaios	83
7	CONCLUSÕES	86
8	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	92

1 INTRODUÇÃO

Os sistemas de drenagem urbana, ou de esgotamento pluvial, podem ser elementos de alta complexidade e de grande importância na infraestrutura urbana, pois visam solucionar problemas de inundações urbanas, sobretudo em áreas densamente povoadas. Usualmente, essas estruturas são compostas por condutos fechados, projetados para escoarem à superfície livre vazões correspondentes a um determinado período de retorno, geralmente limitados a 5, 10 ou 50 anos. Durante eventos chuvosos extremos, as vazões superam as vazões de projeto e o escoamento passa a ocupar toda a seção transversal do conduto, funcionando como conduto forçado.

No decorrer da transição de escoamento à superfície livre para escoamento em conduto forçado, podem ocorrer situações em que se geram transientes hidráulicos (WIGGERT, 1972). Hamam e McCoquordale (1982) relatam duas situações em que transientes de pressão foram observados. Na cidade de Hamilton, Ontario, durante grandes cheias, os picos de pressão foram tão severos que arrancaram a tampa de um poço de visita causando o alagamento da área. Na cidade de Amherstburg, Ontario, também se verificou o deslocamento de tampa de poço de visita. Guo e Song (1990) indicam a ocorrência de transientes de pressão no sistema TARP (Tunnel and Reservoir Plan) de Chicago, Illinois. Zhou et al. (2002) relatam o colapso estrutural de um tronco coletor de esgotos pluviais localizado em um parque da cidade de Edmonton, Alberta, em julho de 1995. Wright et al. (2008) relatam o caso de *geysers* urbanos em um sistema de drenagem urbana em Minneapolis, Minnesota.

Estudos experimentais realizados, desde a década de 70, e amplamente divulgados em periódicos especializados confirmam, sobretudo, a transição entre o escoamento à superfície livre e o escoamento pressurizado como uma causa potencial desses colapsos estruturais. Bolsões de ar podem ser aprisionados e posteriormente, expulsos, condicionando o estabelecimento de transientes de pressão do tipo Golpe de Aríete, tornando o momento da transição entre os dois regimes de escoamento extremamente importante, sob o ponto de vista do dimensionamento hidráulico e estrutural do sistema de drenagem urbana. Além disso, mesmo ocorrendo lenta e gradualmente, a entrada em carga do conduto, por si só, já causa uma diminuição abrupta na capacidade de descarga do mesmo (efeito do aumento abrupto do perímetro molhado e diminuição do raio hidráulico) e tal alteração repentina do escoamento e da velocidade causará transientes de pressão no sistema (HAMAM, 1982).

Embora o conhecimento acerca da complexidade dos fenômenos que ocorrem durante a transição entre escoamento à superfície livre e escoamento pressurizado tenha apresentado

significativos avanços recentemente, situações em que a integridade estrutural de sistemas de drenagem urbana é ameaçada por escolhas de projeto e dimensionamento hidráulico controversas ainda persistem.

O Conduto Forçado Álvaro Chaves (CFAC), uma grande obra de drenagem empreendida na cidade de Porto Alegre, ganhou notoriedade em fevereiro de 2013, devido ao colapso de parte de sua estrutura. Durante um forte evento chuvoso, a cobertura de concreto armado do CFAC foi deslocada e o solo removido, causando o afundamento do pavimento. Alguns aspectos da concepção e projeto dessa estrutura chamam atenção pelo seu ineditismo. A seção transversal é retangular e diminui de montante para jusante. Além disso, a estrutura também apresenta contrações verticais e horizontais sem concordâncias apropriadas, desnível geométrico abrupto e mudança de direção em ângulos vivos com diminuição da seção transversal. Além disso, soma-se a essas características o fato do comportamento hidráulico no interior do CFAC ser condicionado pelos níveis do Rio Guaíba, seu exutório, um corpo hídrico com uma bacia de drenagem várias ordens de grandeza superior à do CFAC.

A investigação experimental em laboratórios de hidráulica é uma valiosa ferramenta para o estudo de escoamentos em estruturas hidráulicas complexas, como bem destacam Hager e Boes (2014). Nesse contexto, o presente trabalho propõe-se a desenvolver uma investigação experimental em escala reduzida de um sistema complexo de drenagem urbana e das instabilidades hidráulicas que podem se estabelecer nessa estrutura, tendo o CFAC como estudo de caso.

1.1 Relevância do estudo

O presente trabalho justifica-se, tanto pela tentativa de compreensão do comportamento hidráulico do CFAC, dada a extrema importância para a segurança dos cidadãos de Porto Alegre, quanto pelo próprio estudo em escala reduzida de um sistema de drenagem urbana com uma geometria bastante complexa e distinta daquela normalmente empregada nesse tipo de estrutura e, conseqüentemente, de estudo.

Usualmente, os experimentos realizados nesse tipo de investigação envolvem seções transversais circulares, diâmetros da ordem de 10cm e dimensão longitudinal, variando entre 10 e 15m, representando um conduto conectando dois poços de visita. Além disso, muitos estudos adotam condições iniciais e de contorno extremas e, muitas vezes, não representativas da realidade física para reproduzir as instabilidades hidráulicas que se estabelecem nessas estruturas. Detalhes sobre as dimensões e geometria das instalações experimentais, bem como

os procedimentos experimentais utilizados nos ensaios dos trabalhos são apresentados na revisão bibliográfica.

A maioria das investigações experimentais já realizadas em relação à transição entre regimes de escoamento foram conduzidas com o objetivo principal de validação e calibração dos modelos numéricos destinados a simular essa condição, como salientam Vasconcelos e Wright (2005). Desse modo, evidencia-se a necessidade de investigações experimentais visando aprofundar o conhecimento do processo de passagem do escoamento à superfície livre ao escoamento pressurizado em si, sobretudo no que diz respeito ao aprisionamento de ar e aos transientes hidráulicos associados, buscando estabelecer estratégias para evitar essas instabilidades hidráulicas.

Finalmente, este estudo experimental permitirá a observação do efeito da presença das singularidades (contrações da seção transversal, curvas e desníveis geométricos), quando submetidas a uma condição de regime não permanente.

1.2 Objetivo

O presente trabalho tem como objetivo a identificação das instabilidades hidráulicas em estrutura de drenagem urbana não convencional causadas por sua geometria singular.

A identificação das mesmas será alcançada por meio dos seguintes objetivos específicos:

- conceber, dimensionar e construir um modelo em escala reduzida de uma estrutura de drenagem urbana;
- estabelecer cenários de operação do modelo que condicionem a formação das diferentes instabilidades hidráulicas, definindo as condições iniciais e de contorno.

1.3 Estrutura do trabalho

O presente trabalho compõe-se de sete capítulos. O primeiro capítulo apresenta a introdução, contendo justificativa, objetivos e estrutura do trabalho. A análise do problema abordado no estudo requer o entendimento de conceitos relacionados às instabilidades hidráulicas verificadas em condutos de drenagem urbana, escoamento bifásico e a transição entre o escoamento à superfície livre e o escoamento pressurizado, os quais são abordados no segundo capítulo. O estudo de caso, o Conduto Forçado Álvaro Chaves, é apresentado no capítulo três. Utilizando os conceitos apresentados na revisão bibliográfica, bem como os detalhes do estudo de caso, a metodologia a ser utilizada no desenvolvimento do estudo é

proposta no quarto capítulo. Os resultados são apresentados, no capítulo cinco, e a discussão dos mesmos está no capítulo seis. O capítulo sete é dedicado às conclusões e considerações finais.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Instabilidade hidráulica, neste estudo, será compreendida de acordo com o conceito qualitativo definido, já no século XIX, por Clerk Maxwell e citado por Campbell e Garnett (1882).

Quando . . . uma variação infinitamente pequena do estado presente altera apenas por uma quantidade infinitamente pequena o estado em algum tempo futuro, a condição do sistema, tanto em repouso quanto em movimento, é dita estável; mas, quando uma variação infinitamente pequena no estado presente pode acarretar uma diferença finita no estado do sistema em um tempo finito, a condição do sistema, então, é dita instável. (CAMPBELL e GARNETT, 1882, p. 440 apud DRAZIN, 2002, p.1).¹

Tem-se, neste trabalho, a preocupação com o estabelecimento das condições iniciais e de contorno que propiciem o surgimento de instabilidades hidráulicas no escoamento à superfície livre, e não propriamente a determinação de condições de equilíbrio estável ou instável. Instabilidades que ocorrem em situações de escoamento em conduto forçado sem a existência de uma interface de dois fluidos, não serão cobertas nesta fase deste estudo.

Simplificando, em termos conceituais, o estudo será restrito à identificação das ondas de superfície que perturbam a superfície do escoamento em regime permanente ou não-permanente. Além disso, serão verificadas as situações em que grandes perturbações induzem a condições não-permanentes.

É interessante notar a vasta literatura que enfatiza a investigação experimental do comportamento dual dos bolsões de ar aprisionados em condutos de drenagem urbana em relação aos transientes de pressão, ora atenuando os transientes já existentes, ora funcionando como gatilho para o transiente. Considerações sobre esses estudos permeiam as seções da revisão bibliográfica.

2.1 Instabilidades hidráulicas em sistemas de drenagem urbana

Eventos chuvosos severos são os momentos em que os sistemas de drenagem urbana são mais solicitados. O comportamento hidráulico de um sistema de drenagem urbana, durante esses eventos, caracteriza-se por ser, essencialmente, não-permanente.

¹ When....an infinitely small variation of the present state will alter only by an infinitely small quantity the state at some future time, the condition of the system, whether at rest or in motion, is said to be stable; but when an infinitely small variation in the present state may bring about a finite difference in state of the system in a finite time, the condition of the system is said to be unstable.

Trabalhos desenvolvidos até a década de setenta exploravam, de forma ainda não sistematizada, os fenômenos que podem ocorrer em sistemas de drenagem urbana ou em sistemas semelhantes, envolvendo condutos fechados e regimes não-permanentes. Destacam-se os trabalhos de Cunge e Wegner (1964), Albertson e Andrews (1971), Burton e Nelson (1971), Streeter (1971), Wiggert (1972), Yevjevich (1975). Entretanto, o trabalho de Yen (1978) é fundamental para o aprofundamento dos estudos do escoamento em sistemas de drenagem urbana, pois fornece um enquadramento didático dos problemas que podem ser observados nesses sistemas, por meio da apresentação de cinco tipos de instabilidades hidráulicas. O autor chama atenção para o fato de que os modelos simplificados não refletem toda a complexidade inerente ao escoamento em sistemas de drenagem urbana.

Do ponto de vista hidromecânico, o escoamento em um sistema de drenagem urbana é um dos problemas hidráulicos mais complicados. O escoamento é inevitavelmente não-permanente, usualmente não uniforme e turbulento, às vezes apresenta escoamento à superfície livre e às vezes escoamento pressurizado a seção plena. Os condutos e as junções do sistema são hidráulica e mutuamente afetados. No passado, equações do escoamento permanente e uniforme, associadas a outras hipóteses, eram utilizadas na descrição aproximada do escoamento em sistemas de drenagem urbana. Problemas de estabilidade que realmente ocorrem nesses escoamentos não são refletidos nesses modelos simplificados. (YEN, 1978) ²

As instabilidades hidráulicas apresentadas em Yen (1978) e em Yen e Pansic (1980) serão apresentadas a seguir.

A instabilidade a leito seco ocorre quando o leito está praticamente seco e os efeitos da tensão superficial tornam-se importantes, ou seja, no início ou no final do escoamento. A água permanece acumulada em pequenas poças isoladas até o momento em que a vazão aumenta, as poças aumentam de tamanho até que se unem e é verificada a formação de uma fina camada de escoamento. O autor destaca que essa instabilidade apresenta pouca importância prática para o escoamento em sistemas de drenagem urbana, tanto pelo fato de ocorrer em momentos em que a vazão é insignificante (início e final do escoamento) quanto pelos efeitos da tensão superficial tornarem-se relativamente pequenos e negligenciáveis após um período de serviço.

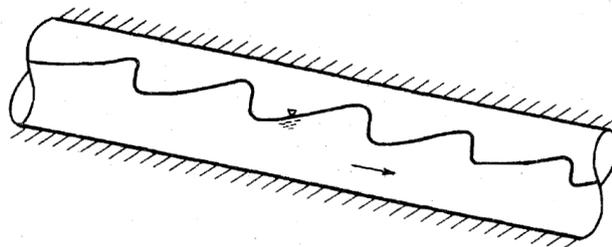
A instabilidade hidráulica observada na transição entre os escoamentos supercrítico-subcrítico é verificada, através de um ressalto hidráulico (transição entre os escoamentos supercrítico-subcrítico) e de um “*hydraulic drop*” para o regime permanente e onda com e sem

² From the hydromechanics viewpoint, flow in storm sewer networks is one of the most complicated hydraulic problems. The flow is inevitably unsteady, usually nonuniform and turbulent, sometimes with a free surface and sometimes full-pipe pressurized flow. The sewer pipes and junctions of a network are hydraulically mutually affected. In the past, steady uniform flow equations together with a number of other assumptions were used to describe approximately the flow in sewers. Stability problems that actually occur in sewer flows are not reflected in the simplified models.

transporte de massa para o regime não-permanente (transição entre os escoamentos subcrítico-supercrítico). Em relação à transição supercrítico-subcrítico, destaca-se a possibilidade de a profundidade subcrítica resultar superior ao diâmetro do conduto, afogando a superfície superior. A frente de transição entre regimes subcrítico-supercrítico em escoamentos, em sistemas de drenagem, geralmente é não-estacionária, podendo mover-se de montante para jusante e vice-versa, em função da declividade, vazão e de condições à montante e à jusante. Assim, também a celeridade da frente de transição varia tanto espacialmente quanto temporalmente.

As ondas de rolamento (*roll waves*) são o terceiro tipo de instabilidade hidráulica relatada pelos autores e ocorrem em escoamentos à superfície livre, em regime supercrítico, onde os efeitos gravitacionais são dominantes. A celeridade é maior junto à superfície do que nas camadas inferiores, mais próximas à parede, provocando uma instabilidade na superfície livre, ilustrada na Figura 1. Tanto o número de Froude quanto o número de Reynolds do escoamento condicionam essa instabilidade. Para um escoamento unidirecional, em um plano amplo, ondas de rolamento começam a ocorrer a um número de Froude maior ou igual a 1,6. Para canais de seções transversais circulares, retangulares e trapezoidais esse valor crítico de estabilidade é mais alto, devido aos efeitos das paredes, usualmente maior que 2. Citando trabalhos anteriores, o autor salienta que as equações de Saint-Venant (comumente utilizadas em escoamentos em canais) não servem para representar essa instabilidade. Caso a altura das ondas de rolamento ultrapasse o diâmetro do conduto, o escoamento à seção plena pode ocorrer intermitentemente, sobretudo se, simultaneamente, o problema de aprisionamento de ar ocorrer.

Figura 1. Ondas de rolamento



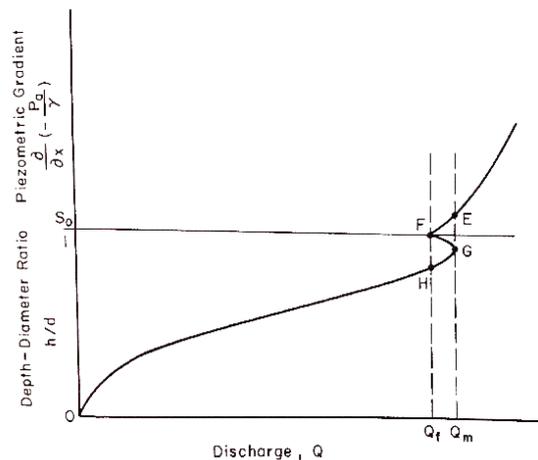
Fonte: Yen e Pansic (1980).

A quarta instabilidade hidráulica observada, em sistemas de drenagem urbana, é a que se origina na transição entre o escoamento à superfície livre e o escoamento pressurizado. Os principais fatores condicionantes dessa instabilidade são as características da vazão (quando o conduto está próximo da seção plena, observa-se que a mesma vazão pode ocorrer a diferentes

profundidades). Fatores secundários incluem as condições de entrada e saída do conduto, ressalto hidráulico e ondas de rolamento.

A Figura 2 ilustra as relações adimensionais vazão x profundidade relativa e vazão x gradiente piezométrico e escoamento permanente em condutos circulares. Para escoamento à superfície livre, permanente e uniforme em conduto circular cilíndrico, a vazão máxima ocorre a uma profundidade (h) equivalente a 94% do diâmetro ($h = 0,94d$), dependendo do número de Reynolds do escoamento. Em condutos de seção retangular, a diminuição da capacidade de escoamento é ainda mais acentuada, devido à diminuição brusca do raio hidráulico, efeito do aumento repentino do perímetro molhado em relação à área.

Figura 2. Relação vazão x profundidade e vazão x gradiente piezométrico em escoamento permanente em condutos circulares.



Fonte: Yen e Pansic (1980).

A última instabilidade hidráulica relatada por Yen (1978) diz respeito à possibilidade de ocorrência do Golpe de Aríete nos condutos dos sistemas de drenagem urbana, quando estiverem escoando à seção plena. Essa instabilidade hidráulica pode ocorrer, devido ao encontro de ondas de cheia de distintos condutos em uma junção, à repentina sobrecarga de poços de visita e/ou condutos ou por qualquer outra alteração abrupta no escoamento. Cabe ressaltar que o conceito de estabilidade hidráulica apresentado, anteriormente, não contempla o Golpe de Aríete, pois, apesar dessas instabilidades serem os fatores geradores do golpe, não podem ser caracterizadas como o Golpe de Aríete, que será consequência delas.

2.2 Escoamento bifásico em sistemas de drenagem

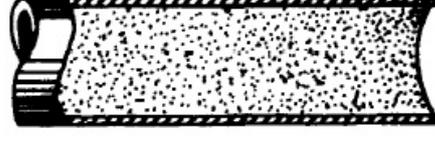
Usualmente, a concepção e o dimensionamento de sistemas e redes de condutos sob pressão não contemplam a existência e os efeitos de ar no escoamento de água, ou seja,

negligenciam a possibilidade da formação de um escoamento bifásico. A presença de quantidades apreciáveis de ar em sistemas de drenagem urbana pode tornar-se uma adversidade, em termos hidráulicos, durante o rápido enchimento dos condutos e do consequente aprisionamento e arraste de porções de ar no escoamento pressurizado, resultando em um escoamento bifásico. Nesta seção, serão apresentados conceitos básicos relativos ao escoamento bifásico, ressaltando as características que são alteradas, devido à presença de quantidades apreciáveis de ar no escoamento em sistemas de drenagem urbana.

Durante a transição entre o escoamento à superfície livre e o escoamento pressurizado, o ar pode ser aprisionado e, em seguida pressurizado, resultando em um escoamento bifásico. Segundo Falvey (1980), o escoamento bifásico em condutos fechados pode ser classificado de acordo com o tipo de padrão que desenvolve, em função da relação entre a vazão do escoamento do ar e a vazão do escoamento da água e a declividade do conduto. O Quadro 1 apresenta os diferentes padrões de escoamento bifásico (FALVEY, 1980).

Quadro 1. Resumo dos padrões de escoamento bifásicos observados em um conduto fechado.

Padrão de escoamento	Características
<p style="text-align: center;">Stratified</p> 	<p>Escoamento tipo estratificado: uma interface horizontal bem marcada separa o escoamento de ar e de água. Desenvolve-se a baixas velocidades de escoamento da água e do ar.</p>
<p style="text-align: center;">Wave</p> 	<p>Escoamento tipo onda: na medida em que a velocidade do escoamento de ar aumenta, em um escoamento do tipo estratificado, ondas de superfície aparecem e se deslocam na direção do escoamento.</p>
<p style="text-align: center;">Slug</p> 	<p>Escoamento tipo <i>slug</i>: a amplitude das ondas é grande o suficiente para preencher a seção transversal do conduto. A onda forma um slug, onde toca o conduto e se propaga com uma velocidade maior do que a velocidade média da água.</p>
<p style="text-align: center;">Bubble</p> 	<p>Escoamento tipo bolha: o ar forma bolhas na superfície superior do conduto, sendo que a velocidade das bolhas e da água são similares. Caso as bolhas estejam dispersas na água, o escoamento é chamado "escoamento espuma".</p>

<p style="text-align: center;">Plug</p> 	<p>Escoamento tipo <i>plug</i>: na medida em que a vazão de ar aumenta, as bolhas de ar se agregam em tampões/bolsões e o escoamento no topo do conduto é constituído, alternadamente, por água e esses bolsões/tampões de ar. A transição entre o escoamento tipo bolha e o tipo tampão ocorre a uma fração de vazios entre 19 e 23%.</p>
<p style="text-align: center;">Annular</p> 	<p>Escoamento tipo anular: para vazões de escoamento de ar ainda maiores, a água escoam como um filme anular próximo às paredes do conduto, enquanto que o ar escoam em um núcleo de alta velocidade no eixo do conduto.</p>
<p style="text-align: center;">Spray</p> 	<p>Escoamento tipo <i>spray</i>: para vazões de escoamento de ar extremamente altas, o filme anular desaparece das paredes do conduto e a água é arrastada pelo ar na forma de gotículas.</p>

Fonte: adaptado de Falvey (1980).

O escoamento do tipo slug (bolsão) é significativo em condutos aproximadamente horizontais, como destaca Hager (2010).

O efeito adverso mais evidente da presença de ar, na forma de grandes bolsões, em sistemas de drenagem urbana, é a redução na capacidade de escoamento e de armazenamento. Além disso, o acúmulo de ar na forma de bolsões pode acarretar substancial perda de carga, dependendo do tamanho relativo do bolsão, da velocidade da água e da declividade do conduto (RUUS, 1981). Hager (2010) destaca que a perda de carga da mistura ar-água é sempre maior do que a perda do escoamento correspondente a uma fase apenas e que as perdas da mistura aumentam com o acréscimo do conteúdo de ar na mistura. O trabalho experimental de Lockhart e Martinelli (1949 *apud* HAGER (2010)) é a referência clássica para a estimativa de perda de carga em escoamentos bifásicos.

Diversos trabalhos experimentais desenvolvidos, nas últimas décadas, indicam a existência de uma estreita relação entre a ocorrência de transientes de pressão em sistemas de drenagem e as interações do escoamento bifásico ar-água, característica inerente desses escoamentos. Yen (1978) identificou o aprisionamento de bolsões de ar como um dos eventos envolvidos na instabilidade da transição do escoamento à superfície livre para escoamento pressurizado. Valentin (1981 *apud* LI e MCCORQUODALE (1999)) investigou, experimentalmente, a transição entre o escoamento à superfície livre e o escoamento pressurizado em sistemas de drenagem, observando transientes de pressão de alta frequência

induzidos pela compressão e expansão de bolhas de ar presentes em sistemas de drenagem urbana e pela abrupta expulsão de ar em um poço de visita de montante.

A celeridade da onda de pressão é uma importante característica do escoamento, influenciada pela presença de ar e o tipo de escoamento que se estabelece entre esses dois fluidos. Segundo Martin (1981), os efeitos da presença de ar no transiente de pressão podem ser tanto benéficos quanto prejudiciais, dependendo da quantidade de ar, do regime de escoamento da mistura, bem como da natureza e causa do transiente. Nos casos de ar disperso na água, a magnitude do Golpe de Aríete pode ser sensivelmente reduzida, devido ao aumento da elasticidade da mistura causada pela presença do ar. Os efeitos adversos da presença de ar em condutos são observados durante a formação de grandes bolsões de ar, que podem condicionar o surgimento de transientes de pressão mais intensos do que ocorreria sem a presença de ar.

Hamam e McCorquodale (1982) apresentam o equacionamento para a estimativa da carga de sobrepressão, que segue a rápida pressurização do conduto, em função da celeridade das ondas de pressão (a), da fração de ar no conduto (α_a), do regime de escoamento, das características elásticas do conduto e dos vínculos do conduto, de acordo com a equação:

$$\Delta H \approx \frac{a(V_1 - V_2)}{g} (1 - \alpha_a) \quad \text{Equação 1}$$

onde V_1 (velocidade do escoamento à superfície livre) e V_2 (velocidade do escoamento pressurizado) são indicados na Figura 4 (página 27) e a celeridade da onda de pressão pode ser determinada segundo a seguinte expressão:

$$a = \frac{\sqrt{K'/\rho'}}{\sqrt{1 + (D_p K'/eE_p)}} \quad \text{Equação 2}$$

onde E_p é o módulo de elasticidade do material do conduto; D_p é o diâmetro do conduto; ρ' é a massa específica da mistura ar-água e K' é o módulo de elasticidade volumétrica efetiva da mistura ar-água e é dado por:

$$K' = \bar{a}^2 \rho' \quad \text{Equação 3}$$

onde \bar{a} é a celeridade da onda em um escoamento ar-água em um conduto rígido e depende do tipo de escoamento Rhodes e Scott (1968 *apud* HAMAM e MCCORQUODALE (1982)) apresentam equações para a celeridade da onda em três tipos de escoamento:

$$\text{Escoamento } \textit{slug} \quad \bar{a} = \frac{a_a a_w}{\alpha_a a_w + (1 - \alpha_a) a_a} \quad \text{Equação 4}$$

$$\text{Escoamento estratificado} \quad \bar{a} = a_a \left[1 + \frac{1 - \alpha_a}{\alpha_a} \left(\frac{\rho_a}{\rho_w} \right) \right]^{1/2} \quad \text{Equação 5}$$

$$\text{Escoamento } \textit{bubble} \quad \bar{a} = a_a \left[\alpha_a^2 + \frac{\alpha_a (1 - \alpha_a) \rho_w}{\rho_a} \right]^{1/2} \quad \text{Equação 6}$$

onde a_a é a velocidade do som no ar; a_w é a velocidade do som na água; ρ_a é a massa específica do ar e ρ_w é a massa específica da água.

Os valores de \bar{a} , típicos dessas equações, variam de 22m/s, para escoamento *bubble* a 1400m/s, para escoamento *slug*. A maior parte dos escoamentos em sistemas de drenagem urbana são do tipo estratificado, onde a celeridade da onda é da ordem de 300 m/s para uma ampla gama de fração de vazios (HAMAM e MCCORQUODALE, 1982).

Hamam e McCorquodale (1982) associam a formação e aprisionamento de bolsões de ar em condutos fechados à formação de instabilidades da interface ar-água, devido à ocorrência de escoamento desses dois fluidos em sentidos opostos, durante o rápido enchimento de condutos. A interface de enchimento empurra o ar na direção oposta à do escoamento d'água, condicionando a formação de instabilidades. Zhou et al. (2002) relacionam o aprisionamento de grandes bolsões de ar à ventilação inadequada ou inexistente nesses sistemas.

Vasconcelos e Wright (2006) investigaram, experimentalmente, os mecanismos de formação de bolsões de ar. Como resultado de sua pesquisa experimental, distinguiram cinco mecanismos relacionados ao aprisionamento de bolsões de ar, relatados no Quadro 2. Os autores, em suas conclusões, destacam a influência, tanto da geometria quanto da velocidade de enchimento no condicionamento do aprisionamento de bolsões de ar em sistemas de drenagem urbana. Constataram que o aprisionamento e a formação de bolsões de ar são mais prováveis a baixas taxas de enchimento do conduto do que a altas taxas. Recomendaram, ainda, que, para evitar a forte pressurização do ar, a razão entre a área transversal das torres de ventilação e a área transversal do conduto deve ser maior ou igual a 1%.

Quadro 2. Caracterização básica dos mecanismos de aprisionamento de ar apresentados por Vasconcelos e Wright. (2006)

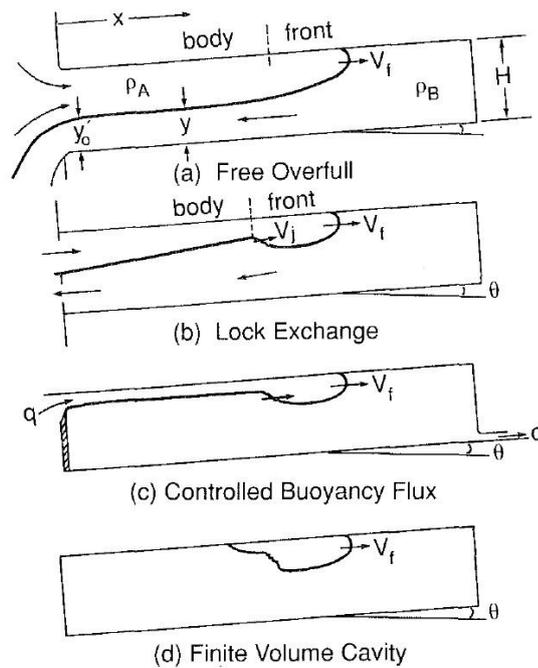
Mecanismo de aprisionamento	Características
VENT - Quantidade de ventilação inadequada	Mecanismo de aprisionamento identificado quando orifícios pequenos foram utilizados, não permitindo a completa exaustão do ar durante o enchimento do conduto.
GEO – Ventilação geometricamente inadequada	Mecanismo observado em ensaios em que as torres de ventilação são colocadas à jusante do local de formação dos bolsões. Inicialmente, certa quantidade de ar é expulsa por essas torres e, em seguida, o conduto pressuriza-se nesse ponto, bloqueando a exaustão do ar e favorecendo o aprisionamento dos bolsões.
IBD – Interface “ <i>breakdown</i> ”	Em algumas situações, a interface de enchimento do conduto converte-se a um ressalto hidráulico móvel (ou a alguma frente de enchimento à superfície livre), favorecendo a intrusão de ar após a sua passagem.
SFI – Instabilidade tensão de cisalhamento	Mecanismo já relatado por Hamam e McCorquodale (1982) e Li e McCorquodale (1999).
GFRT – Transição gradual de regime de escoamento	Mecanismo que se observa em ensaios nos quais o enchimento do conduto ocorreu, de forma gradual, sem propagação de interface positiva de enchimento e em que o escoamento pressurizou-se nas torres de ventilação antes da completa exaustão do ar.

Fonte: Vasconcelos e Wright (2006)

A movimentação dos bolsões de ar, no interior dos condutos, é outro aspecto da interação do escoamento bifásico. Alguns trabalhos afirmam que o movimento dos bolsões de ar pode ser compreendido como a propagação de correntes de densidade. Nesse contexto, o trabalho pioneiro desenvolvido por Benjamin (1968 *apud* CHOISE et al. (2014)) estabelece que a celeridade da cavidade de ar é da ordem de \sqrt{gH} , onde g é a aceleração da gravidade e H é o diâmetro do conduto e diminui com a sua espessura para uma dada seção transversal. Wilkinson (1982 *apud* BAINES (1991)) mediu o formato das cavidades de ar em um conduto horizontal e demonstrou que correspondia com o perfil proposto por Benjamin (1968), com a exceção de um ponto de estagnação próximo à parede.

Baines (1991) apresenta uma classificação esquemática de quatro tipos de correntes de densidade, formadas a partir do deslocamento de um fluido mais pesado (fluido B) sobre um fluido mais leve (fluido A) em um conduto de altura H (Figura 3). Cabe antecipar que o quarto tipo, cavidade de volume finito, é geralmente observado em bolhas em escoamento ar-água e é representativo das situações que serão observadas neste estudo.

Figura 3. Classificação de correntes de densidade ar-água.



Fonte: Baines (1991).

O autor também investigou, teórica e experimentalmente, a influência da declividade do conduto na formação das cavidades de ar em um conduto de seção transversal quadrada de 10cm. As declividades foram variadas, de horizontal a 8° , e um vertedor foi posicionado a diferentes alturas: $0,25H$, $0,50H$, $0,75H$, sendo H a altura do conduto. O autor verificou que a velocidade de deslocamento da frente da cavidade de ar aumenta com a declividade e que a celeridade também é da ordem de grandeza de \sqrt{gH} .

2.3 Transição entre escoamento à superfície livre e escoamento pressurizado

A literatura que trata da transição entre o escoamento à superfície livre e o pressurizado é bastante ampla. Hamam e McCorquodale (1982) relatam possíveis situações que causariam transições abruptas entre escoamentos à superfície livre e pressurizado: (a) falha de bombas; (b) capacidade inadequada de bombeamento; (c) descargas não-permanentes afluentes ao sistema; (d) concordâncias horizontais ou verticais impróprias; (e) presença de interceptores ou outros dispositivos de controle; (f) bloqueios do conduto; (g) presença de um sifão invertido.

Hamam e McCorquodale (1982) concebem a transição do escoamento à superfície livre para pressurizado em três estágios, como pode ser observado na Figura 4. Durante o **primeiro estágio**, uma onda é produzida e se propaga (com velocidade V_w) em um conduto de drenagem que estava, inicialmente, à superfície livre. O avanço da onda impele o ar presente dentro do conduto no sentido contrário ao do escoamento, criando um escoamento do tipo estratificado

de contracorrente com uma interface bem definida. Ondas de superfície podem ser condicionadas pela velocidade relativa entre o ar e a água. O **segundo estágio** é marcado pelo rápido incremento na altura das ondas de superfície até que atinjam o topo do conduto. O rápido aumento da altura dessas ondas está relacionado a um limiar de instabilidade da velocidade relativa da água e do ar, que torna as ondas instáveis. O **terceiro estágio** é a transição para o escoamento pressurizado propriamente dito e decorre do aprisionamento completo do escoamento de ar, devido à interface de instabilidade que atingiu o topo do conduto. O Golpe de Aríete ocorre no escoamento bifásico e deve ser tratado como uma mistura compressível. O limiar de instabilidade ao qual está condicionado o surgimento de ondas de superfície no estágio 2 é previsto através da instabilidade de Kelvin-Helmholtz e pode ser estimado por:

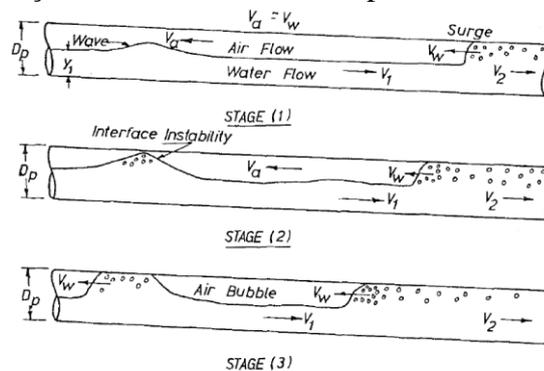
$$V_H = \frac{1}{\sqrt{\rho_a/\rho_w}} C_0 \quad \text{Equação 7}$$

onde V_H é a velocidade limiar de instabilidade da interface; ρ_w = massa específica da água, ρ_a = massa específica do ar e C_0 = celeridade das ondas de superfície $\approx 6,5$ m/s.

Ainda, segundo os autores, em condutos fechados, a velocidade crítica da interface de instabilidade, V_1 , é uma função de V_H , y_1/D_p e o formato do conduto.

$$\frac{V_1}{V_H} = f\left(\frac{y_1}{D_p}, \text{forma do conduto}\right)$$

Figura 4. Estágios da transição entre escoamento à superfície livre e escoamento pressurizado.

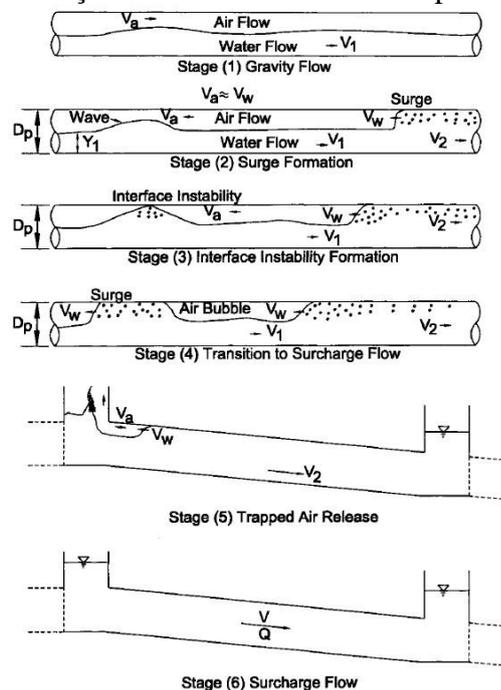


Fonte: Hamam e McCorquodale (1982).

Li e McCorquodale (1999) revisam o enquadramento teórico dos estágios da transição de escoamento à superfície livre para escoamento pressurizado, proposto por Hamam e McCorquodale (1982), ampliando-o em mais três novos estágios (Figura 5) e propondo um modelo matemático representativo de cada um desses estágios. Os autores inserem um estágio

anterior ao estágio 1 de Hamam e McCorquodale. Esse novo estágio é representativo das condições iniciais do escoamento, onde o escoamento da água ocorre em regime permanente à superfície livre, e o escoamento do ar possui a mesma direção da água, denominado **estágio 1**. Os **estágios 2, 3 e 4**, de Li e McCorquodale (1999), equivalem aos estágios 1, 2 e 3, descritos por Hamam e McCorquodale (1982). Os **estágios 5 e 6** representam a liberação de bolsões de ar no poço de visita de montante e o escoamento pressurizado, respectivamente. O modelo matemático proposto nesse trabalho é um refinamento da abordagem da coluna rígida apresentada por McCorquodale e Hamam (1983). Essa nova abordagem permite a simulação do transporte e expulsão dos bolsões de ar e dos transientes associados, enquanto abordagem anterior assumia que os bolsões de ar eram estáticos e sofriam apenas processos de contração e expansão. O desenvolvimento detalhado da modelagem matemática pode ser encontrado no referido artigo.

Figura 5. Estágios da transição entre o escoamento à superfície livre e pressurizado.



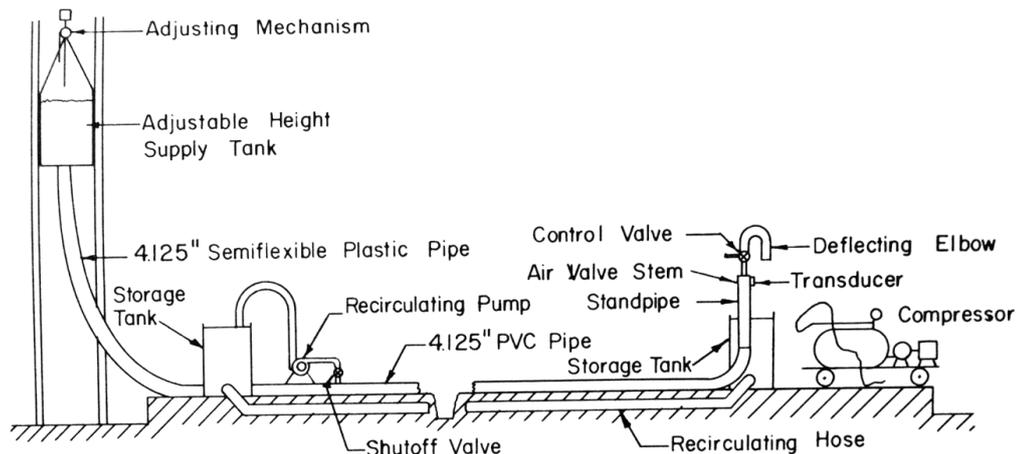
Fonte: Li e McCorquodale (1999).

2.4 Modelos hidráulicos físicos

Alguns estudos experimentais em modelos hidráulicos físicos que foram realizados com o intuito de compreender os fenômenos e instabilidades hidráulicas, em sistemas de drenagem urbana, serão relatados nesta seção, destacando seus objetivos, detalhes da instalação experimental e principais resultados e conclusões.

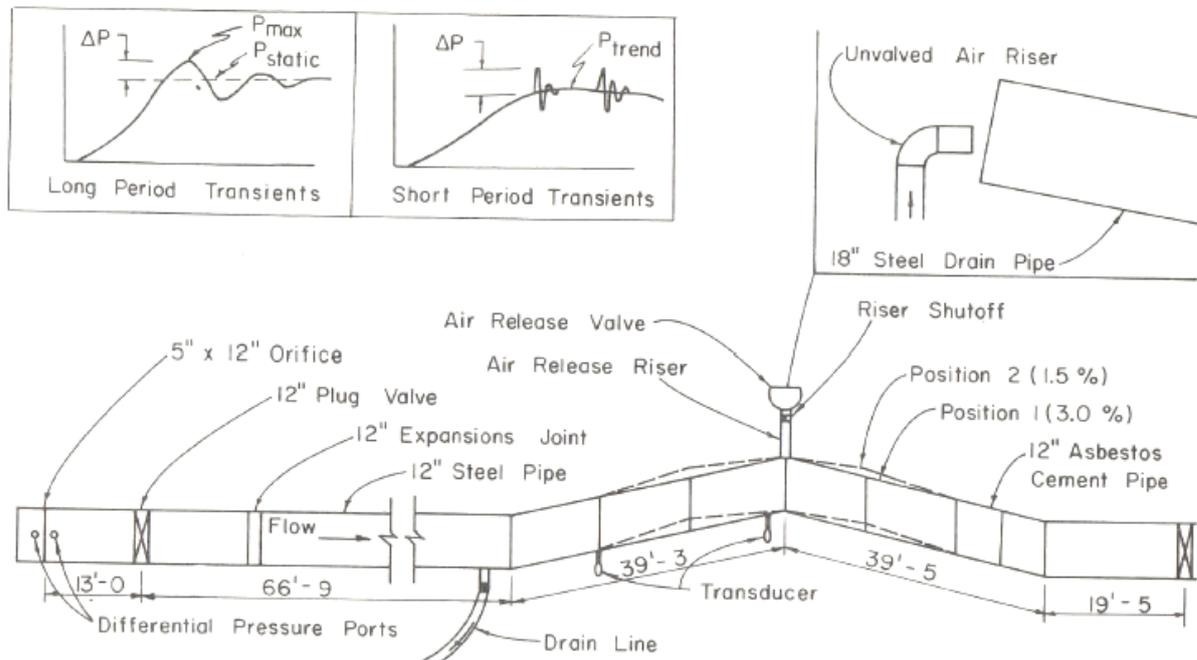
A rápida expulsão de bolsões de ar presentes em condutos fechados já foi, há muito tempo, identificada como uma das causas dos transientes de pressão nesse tipo de estrutura. Os trabalhos experimentais e teóricos de Albertson e Andrews (1971) basearam-se na análise de duas situações distintas: (i) configuração simulando a abertura de uma válvula manual de liberação de ar após o enchimento e pressurização do conduto (Figura 6); (ii) configuração simulando o enchimento de um conduto a distintas taxas e com a válvula de liberação de ar já aberta (Figura 7).

Figura 6. Instalação experimental para simulação da liberação de ar em condições inicialmente estáticas.



Fonte: Albertson e Andrews (1971).

Figura 7. Instalação experimental para simulação da liberação de ar mediante enchimento e pressurização do conduto.



Fonte: Albertson e Andrews (1971).

Albertson e Andrews (1971) utilizaram os resultados de um trabalho realizado, anteriormente, por Kolp (1968 *apud* ALBERTSON e ANDREWS (1971)) para analisar a primeira situação. Esses ensaios iniciavam-se com água em repouso e certa quantidade de ar aprisionado na extremidade de jusante da instalação ilustrada na Figura 6. As pressões estáticas foram medidas com um manômetro em U e os transientes de pressão foram medidos com transdutores eletrônicos. O nível da interface água - ar comprimido foi medido por uma sonda capacitiva, bem como a velocidade do escoamento da água. As variáveis testadas incluem pressão estática, altura da coluna de ar, tamanho do orifício e comprimento do tubo. Os resultados desses ensaios indicam uma sobrepressão de até quinze vezes a pressão estática.

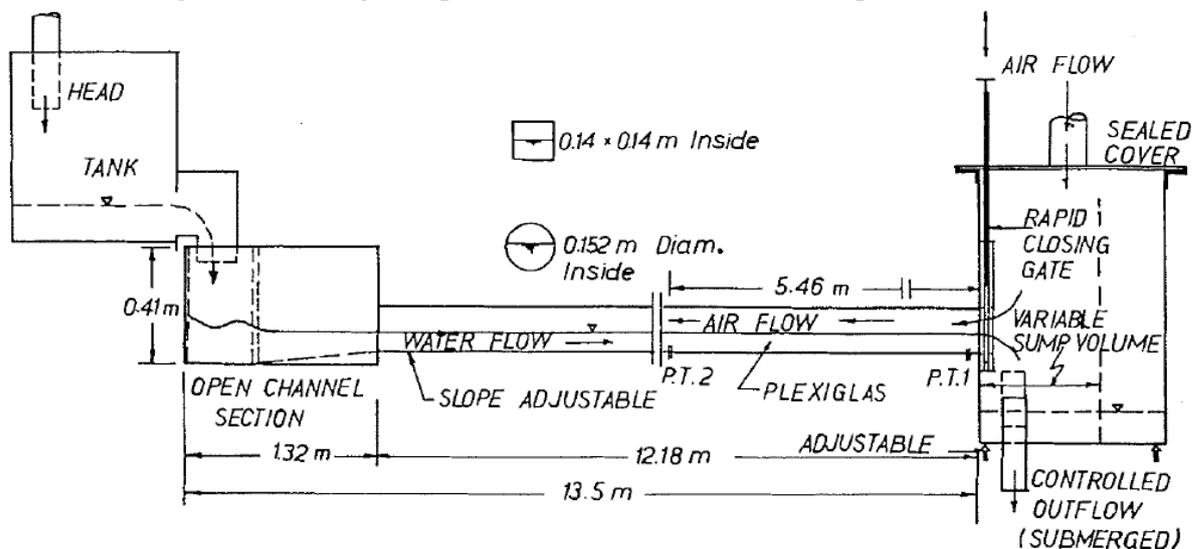
Andrews realizou os ensaios representativos da segunda situação em uma instalação que representava o colo alto de uma canalização, como pode ser observado na Figura 7. O procedimento experimental desses ensaios iniciava-se com o enchimento do conduto com diferentes velocidades. As pressões estáticas foram medidas com um manômetro metálico de precisão e os transientes de pressão foram medidos com dois transdutores. A taxa de enchimento foi medida por meio de transdutores de pressão diferencial. As variáveis testadas foram: pressão estática, velocidade de enchimento, ângulos do colo alto, tamanho da válvula e do tubo de subida e tipo de válvula. Os resultados desses ensaios indicam o estabelecimento de dois tipos de transientes de pressão: (i) transientes de período curto associado à exaustão de bolsões de ar e que resultam do choque do escoamento de água com a ventosa, com magnitude de cerca de três vezes a pressão estática e largamente dependente da razão entre o diâmetro do tubo de subida e o diâmetro do tubo; (ii) transientes de longo período, que refletem o comprimento do conduto, amplamente dependentes da quantidade restante de ar no conduto, quando a água atinge o tubo de subida e de magnitude de 40 - 50% acima da pressão de trabalho.

Anderson e Andrews (1971) concluíram seu trabalho recomendando a utilização de válvulas de liberação de ar de pequenos diâmetros (razão entre diâmetro da válvula e diâmetro da canalização principal inferiores a 0,001), pois são mais efetivas na redução dos picos de pressão.

Hamam e McCorquodale (1982) realizaram um estudo experimental sobre a formação de ondas em sistema de drenagem urbana e os transientes de pressão associados. Nele a instalação experimental consistia de um conduto de acrílico de cerca de 13,5 m de comprimento com seções intercambiáveis (140 x 140 mm e 152 mm de diâmetro), alimentada por um reservatório de montante, conforme Figura 8. O controle do escoamento era feito pelo fechamento rápido de uma comporta, simulando a falha de uma estação de bombeamento. A instrumentação era composta por medidores de vazão eletromagnéticos, nove piezômetros

(elevação da linha d'água) e dois transdutores de pressão (transientes de pressão). Durante os ensaios, estabelecia-se um escoamento de água com vazão constante, na seção de montante, enquanto que ar era insuflado na seção de jusante, gerando um escoamento estratificado ar-água de contracorrente. A declividade do conduto era ajustada, para produzir escoamentos crítico, subcrítico e supercrítico para várias profundidades relativas. Os ensaios confirmaram que transientes de pressão podem ocorrer em sistemas de drenagem urbana durante a transição entre o escoamento à superfície livre e pressurizado. A celeridade da onda (no artigo, velocidade do som) é próxima àquela do escoamento estratificado, confirmada pela análise de frequência dos transientes de pressão.

Figura 8. Instalação experimental de Hamam e McCorquodale (1982).



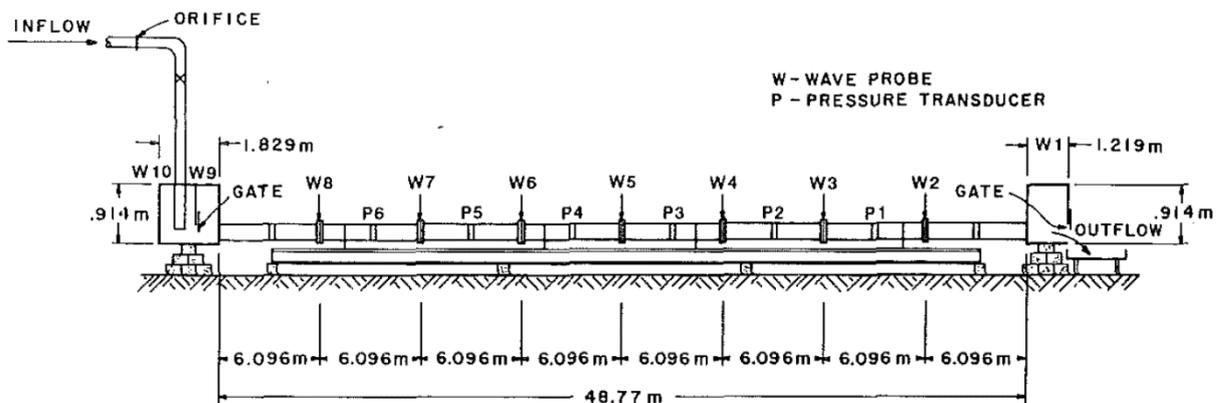
Fonte: Hamam e McCorquodale (1982).

Cardle et al. (1989) conduziram investigações experimentais com o objetivo de examinar os mecanismos de transição entre o escoamento à superfície livre e o escoamento pressurizado em um conduto circular. A Figura 9 é uma representação esquemática da instalação experimental utilizada nesse trabalho, composta de um conduto de PVC transparente, de seção circular (16,26cm de diâmetro) e 48,8m de comprimento, um tanque de montante e um reservatório de jusante. Tanto o reservatório de montante quanto o de jusante tinham adufas que podem proporcionar rápidas variações no escoamento. Dez sondas de nível capacitivas foram utilizadas para monitorar as profundidades, ao longo do conduto e dentro dos reservatórios de montante e jusante, seis transdutores de pressão foram distribuídos ao longo do conduto. Seus experimentos basearam-se no estabelecimento de distintas condições de escoamento através da manipulação das adufas e da válvula de alimentação do modelo. Seus ensaios conduziram a identificação de três tipos de interface ar-água.

Os autores definiram a interface positiva como aquela que avança para a região de escoamento à superfície livre e é formada pelo fechamento repentino da adufa de jusante, sendo característica do processo de pressurização. O avanço da interface positiva fazia com que o ar presente dentro do conduto se movimentasse de jusante para montante com uma velocidade apreciável. Na medida em que a velocidade relativa entre o escoamento de ar (jusante-montante) e o escoamento de água (montante-jusante) alcançasse um valor limite, instabilidades se desenvolviam na superfície da água à frente da interface positiva e podiam atingir o topo do conduto. O efeito dessas instabilidades era ainda mais pronunciado quando o nível d'água inicial encontrava-se em uma região próxima do topo do conduto, sendo que para condutos de seção circular essa região é $y/D > 0,81$. Os autores também observaram que, para profundidades relativas inferiores, o processo de pressurização ocorreu de uma forma gradual, após o avanço de uma onda, após o fechamento repentino da adufa. Além disso, transientes de pressão (Golpe de Aríete) foram registrados em alguns ensaios.

A interface negativa estabelecia-se quando o escoamento encontrava-se, inicialmente, pressurizado (escoamento em regime permanente ou apenas o conduto cheio de água) e a adufa localizada a jusante era aberta repentinamente, resultando em maior capacidade de escoamento. As interfaces negativas avançavam sobre a região pressurizada, tanto na extremidade de montante quanto na de jusante, sendo característica da despressurização do conduto. A propagação das interfaces negativas, ao longo do conduto, foi registrada pelos autores através de sondas de nível. A transição entre os dois tipos de interfaces também foi investigada pelos autores.

Figura 9. Esboço da instalação experimental de Cardle et al. (1989)

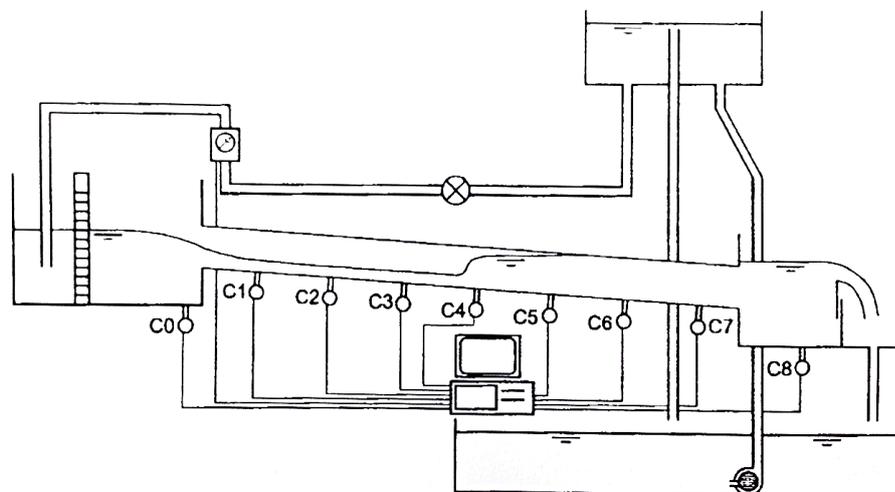


Fonte: Cardle et al. (1989).

Capart et al. (1997) estudaram, especificamente, as transições entre o regime rápido e o regime lento no escoamento à superfície livre e conduziram estudos experimentais, a fim de

validar seu modelo numérico. O aparato experimental constitui-se de um conduto de seção circular (diâmetro 145mm) de 12,74m de comprimento com um reservatório de montante e um de jusante, conforme observa-se na Figura 10. O nível d'água dentro do conduto foi controlado pelo nível de um vertedor localizado no reservatório de jusante. A vazão era medida continuamente por um medidor de vazão eletromagnético e os níveis d'água eram medidos por nove transdutores de pressão. Duas séries de ensaios foram realizadas. Na primeira, a condição inicial do ensaio era de regime permanente supercrítico e, em seguida, elevava-se o vertedor móvel do reservatório de jusante, provocando o surgimento de um ressalto hidráulico móvel que se propagava de jusante para montante. Quando o ressalto hidráulico móvel estava prestes a alcançar o reservatório de montante, o vertedor móvel de jusante era, repentinamente, rebaixado, fazendo com que se estabelecesse uma forte onda negativa e a condição inicial seja reestabelecida. A segunda série de ensaios baseou-se na propagação de um hidrograma triangular, gerado pelo aumento repentino na vazão afluente ao reservatório de montante. Ressalta-se que a instalação experimental conta com o controle do escoamento efetuado tanto de jusante quanto de montante. Os resultados da modelagem numérica do escoamento transiente em transições de regime de escoamento são consistentes com os ensaios realizados no modelo físico.

Figura 10. Aparato experimental de Capart et al. (1997).



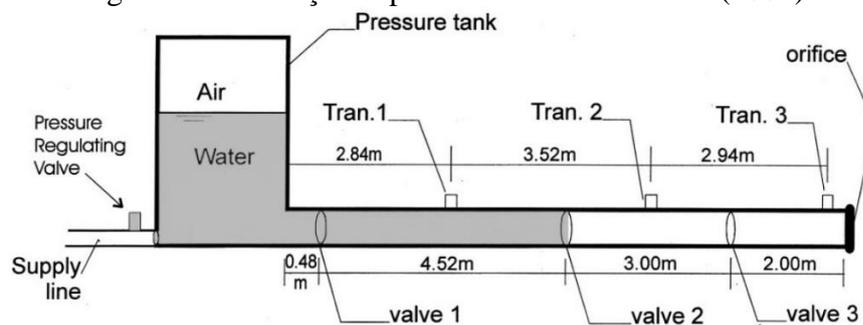
Fonte: Capart et al. (1997).

Li e McCorquodale (1999) aproveitaram a mesma instalação experimental utilizada por Hamam e McCorquodale (1982), para estudar o comportamento do transiente de pressão, durante a transição entre escoamento à superfície livre e pressurizado, e obter dados adequados à calibração do modelo matemático desenvolvido por eles. Foram realizados dois tipos de

experimentos: (i) bloqueio completo do escoamento, através do rápido fechamento da comporta localizada entre o fim do conduto e o reservatório de jusante, simulando uma comporta articulada; (ii) inundação do reservatório de jusante, devido ao fechamento da válvula de controle de drenagem simulando a falha de uma bomba. Ambos os experimentos são caracterizados pelo controle do escoamento feito na seção de jusante. Na primeira série de ensaios, a parada repentina do escoamento sempre resultou em transientes de pressão iniciais mais intensos, associados ao Golpe de Aríete (de mais baixa frequência e maior amplitude), e transientes de pressão subsequentes, menos intensos, mas de mais alta frequência, associados à expulsão dos bolsões de ar. Um comportamento bem distinto foi observado na segunda série de ensaios, onde as oscilações de pressão iniciais associadas ao golpe de aríete eram menores e com frequência menor e as frequências posteriores, associadas à expulsão dos bolsões de ar apresentam maior amplitude e frequência.

Zhou et al. (2002) investigaram, experimentalmente, a pressão nos bolsões de ar aprisionados durante o enchimento rápido de condutos horizontais. A Figura 11 reproduz a instalação experimental utilizada nesse trabalho, sendo constituída por um reservatório pressurizado de abastecimento de água doméstico (42 cm de diâmetro, 120 cm de altura) na extremidade de montante e um conduto de seção circular (35 mm de diâmetro) de 10 m de comprimento. Tanto o reservatório de pressão quanto o conduto são feitos de aço galvanizado. Na extremidade de jusante do conduto, está instalado um orifício que regula a saída do ar e pode ser configurado de distintas maneiras. Três válvulas esfera do tipo um quarto de volta estão instaladas em três pontos do conduto, de modo a permitir três cenários diferentes de volume de ar. Transdutores de pressão estão instalados em pontos intermediários à jusante de cada uma das válvulas esfera. Uma manobra rápida nas válvulas esfera (estimada entre 0,06 s e 0,08 s) garante o enchimento rápido do conduto. Foram estabelecidos 144 casos teste, variando as cargas de montante (4), o volume inicial de ar dentro do conduto (3, correspondentes à abertura das válvulas esfera) e distintos tamanhos de orifício (12).

Figura 11. Instalação experimental de Zhou et al. (2002).



Fonte: Zhou et al. (2002).

Os resultados desse estudo revelaram a existência de três padrões de oscilação de pressão dentro do bolsão de ar, durante o rápido enchimento do conduto, condicionados pelo tamanho do orifício que regula a saída do ar na extremidade de jusante. O tipo de comportamento, denominado efeito desprezível do Golpe de Aríete³, foi observado nas situações em que o orifício de saída de ar estava completamente lacrado ou em que o orifício era extremamente pequeno ($d/D \leq 0,086$). Os bolsões de ar persistiram por um longo período e funcionaram como “absorvedores de choque”, fazendo com que a pressão nos bolsões de ar oscilasse (longo período) e sofresse amortecimento. A Figura 12 (a) apresenta o registro da variação da pressão desse padrão. Observa-se um período de oscilação relativamente longo (cerca de 1s) e os autores destacam que a magnitude do pico de pressão, mesmo pequena, se comparada aos outros padrões, pode exceder a capacidade estrutural de dimensionamento dos sistemas de drenagem. O tipo de comportamento, denominado efeito mitigado do Golpe de Aríete⁴, foi verificado em experimentos com tamanhos de orifício intermediários (razão de tamanho do orifício entre 0,086 e 0,171 – 0,257). A Figura 12 (b) apresenta o registro de pressões de dois testes típicos desse tipo de comportamento. Inicialmente, quando o conduto estava enchendo, foi observada uma oscilação de pressão de longo período, similar à observada no tipo 1. No momento em que a água atingiu a extremidade de jusante os autores observaram variações de pressão típicas do Golpe de Aríete. Os ensaios desse tipo de comportamento revelam que a magnitude do pico de pressão é altamente sensível à quantidade de ar aprisionado. Finalmente, o terceiro tipo de comportamento é o Golpe de Aríete dominante⁵ em que, para razões de diâmetro de orifício superiores a 0,171 – 0,257, a expulsão de ar ocorre de forma tão rápida que o efeito “absorvedor de choque” do bolsão de ar já não é observado. A Figura 12 (c) revela um pico de pressão de cerca de 400 kPa (aproximadamente 14 vezes a carga de montante para esse ensaio). A Figura 12 (d) apresenta o registro de pressão em ensaios em que $d/D > 0,257$.

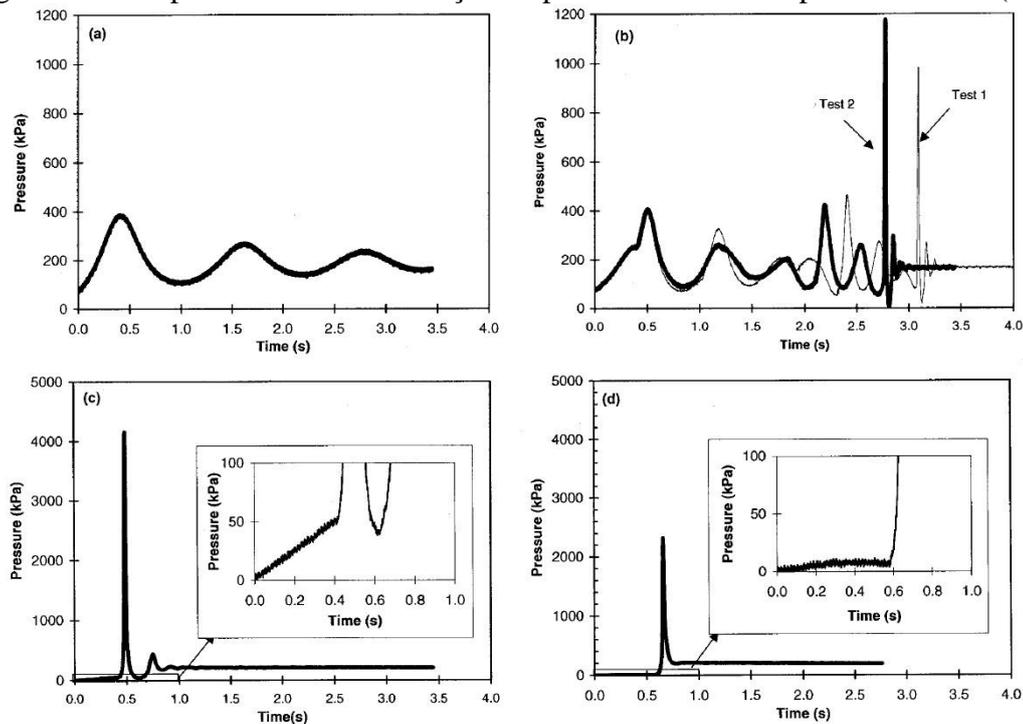
Os autores também examinaram os picos de pressão em função da razão do tamanho de orifício, do comprimento da coluna de água (e conseqüente volume de ar no interior do conduto) e da carga de montante. Finalmente, observaram uma grande variação da velocidade da onda de pressão (200 – 1400m/s), dependendo do tamanho relativo do orifício e do comprimento da coluna de água (e conseqüente volume de ar no interior do conduto).

³ Negligible Water Hammer Effect

⁴ Mitigated Water Hammer Effect

⁵ Water Hammer Dominated

Figura 12. Comportamentos da oscilação de pressão observados por Zhou et al. (2002).



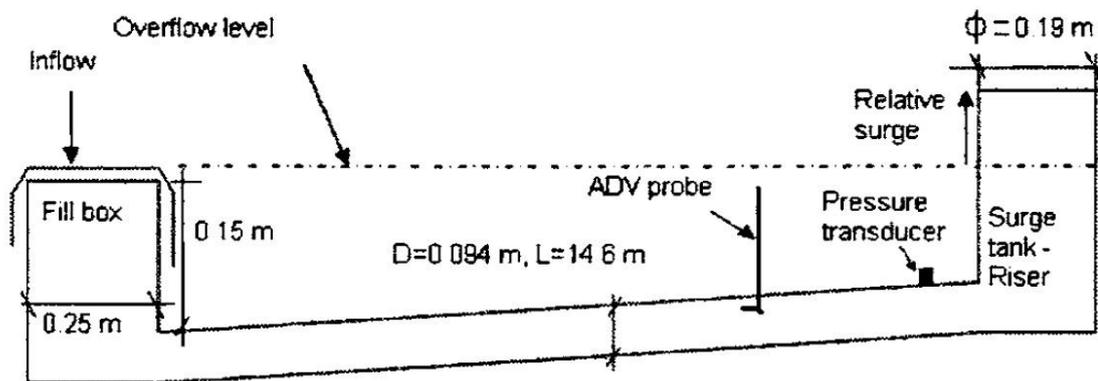
Fonte: Zhou et al. (2002).

No contexto do trabalho desenvolvido nessa dissertação, o trabalho de Zhou et al. (2002) é significativo, uma vez que identifica três tipos de comportamento da oscilação de pressão em bolsões de ar, apesar de simular pressões extremamente altas e, até certo ponto, improváveis de serem observadas em sistemas de drenagem urbana.

Vasconcelos e Wright (2005) utilizaram o aparato experimental ilustrado na Figura 13, para estudar as interações ar-água durante o enchimento do conduto. O aparato experimental é uma reprodução simplificada de alguns elementos-chave, presentes em um sistema de drenagem que conta com um túnel de armazenamento na cidade de Dearborn, Michigan. A configuração está representada, esquematicamente, na Figura 13, e conta com um conduto de 10cm de diâmetro e 14,6m de comprimento. Na extremidade de jusante há uma chaminé de equilíbrio de 19cm de diâmetro e, na extremidade de montante, há um reservatório de enchimento de nível constante de 25 x 25cm, colocado a 15cm de altura, para permitir o extravasamento do excesso de vazão afluente.

Essa estratégia de enchimento foi adotada visando representar condições de carga constante durante o enchimento do conduto e da chaminé de equilíbrio, entretanto, a alimentação do modelo por apenas um local é uma simplificação conservativa realizada pelos autores, já que o sistema real recebe contribuição em distintos poços de visita.

Figura 13. Instalação experimental utilizada por Vasconcelos e Wright (2005).



Fonte: Vasconcelos e Wright (2005).

Certa quantidade de água era vertida dentro do conduto, resultando em um nível de água estático e, em seguida, o escoamento era admitido na caixa de enchimento a uma vazão constante após a abertura de uma válvula. As variáveis consideradas foram vazão afluente, declividade do conduto (tanto positiva quanto negativa) e profundidade de água na seção de jusante (chaminé de equilíbrio). Um velocímetro acústico doppler (ADV) e um transdutor de pressão piezorresistivo compuseram a instrumentação utilizada nesses experimentos. Dois grupos de ensaios foram realizados para: (i) definição das condições que propiciaram o desenvolvimento dos maiores transientes; (ii) descrição qualitativa dos tipos de interação entre o ar e a água durante o processo de enchimento. Os resultados do primeiro grupo de ensaios sugeriram que a intensidade do transiente ocorria assim que a chaminé de equilíbrio era preenchida e aumentava de acordo com o aumento da vazão afluente. Além disso, a declividade do conduto mostrou-se fator importante no comportamento do transiente, devido ao impacto exercido na expulsão de ar. Em declividades adversas, bolsões de ar foram aprisionados na chaminé de equilíbrio. Nesse sentido, os autores destacaram que, sempre que a geometria do sistema impedia a saída de ar, o comportamento do escoamento era compreendido somente se a pressurização do ar fosse devidamente considerada. O nível inicial de água no interior do conduto mostrou-se como a variável de controle mais importante na determinação do tipo de interação observada no escoamento bifásico.

O trabalho de Vasconcelos e Wright (2005) é interessante para o desenvolvimento do presente estudo, pois a instalação experimental utilizada era a reprodução de parte de um sistema de drenagem implantado em Chicago e que, assim como o CFAC, apresentou problemas operacionais e colapso da estrutura. A escala de redução geométrica adotada por

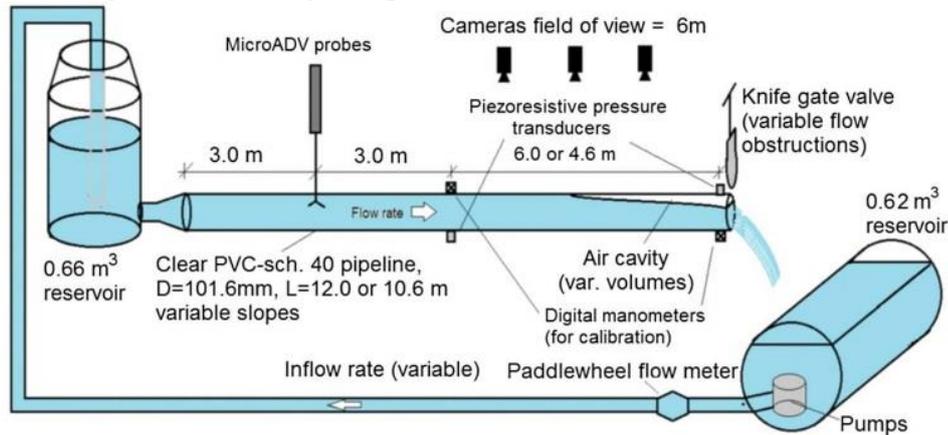
Vasconcelos e Wright (2005) era 1:50, indicando que a escala geométrica de 1:15 adotada neste trabalho é condizente com as escalas adotadas em trabalhos similares.

Diversos outros trabalhos utilizaram a instalação experimental empregada por Vasconcelos e Wright (2005). Apesar do design e disposição dos elementos permanecerem similares nesses trabalhos, algumas alterações foram realizadas na geometria da caixa de enchimento, na instrumentação e torres de ventilação foram colocadas em porções intermediárias do conduto. Vasconcelos et al. (2006) instalaram uma torre de ventilação e uma comporta na seção de jusante do conduto, para evitar a saída de ar do conduto para a chaminé de equilíbrio. Também elevaram a altura da caixa de enchimento de 15 cm para 21,6 cm. Além de inserir torres de ventilação nas duas extremidades do conduto e em um ponto intermediário, Vasconcelos e Wright (2006) colocaram comportas nas duas extremidades do conduto, para bloquear a passagem de ar. Vasconcelos et al. (2009) também utilizaram dados obtidos dessa instalação experimental, a fim de obter dados apropriados, a serem comparados com o modelo numérico proposto.

Zhou et al. (2011) investigaram, experimentalmente, os efeitos da fração de vazios inicial, nos bolsões de ar, sobre as pressões verificadas em um sistema de condutos em enchimento. A Figura 14 é o esboço da instalação experimental utilizada nesse estudo e sendo constituída de um reservatório de montante com 5 m² de área, um registro gaveta, um registro esfera de um quarto de volta, um dreno para ajuste inicial do bolsão de ar e um tubo de 4,44m de comprimento e 9cm de diâmetro. O sistema de medida era composto por um medidor de pressão instalado imediatamente a montante do registro esfera para medir a pressão estática inicial e cinco transdutores de pressão para medir oscilações instantâneas de pressão. A condição inicial do experimento era estabelecida, através do fechamento do registro esfera e do dreno de ajuste do bolsão de ar e a abertura do registro gaveta, fazendo com que o ar ficasse aprisionado entre o final do conduto e o registro esfera. O início do experimento se dava pela abertura rápida do registro esfera.

distância entre o local de aprisionamento de bolsões de ar e o local do mecanismo de alívio de pressão.

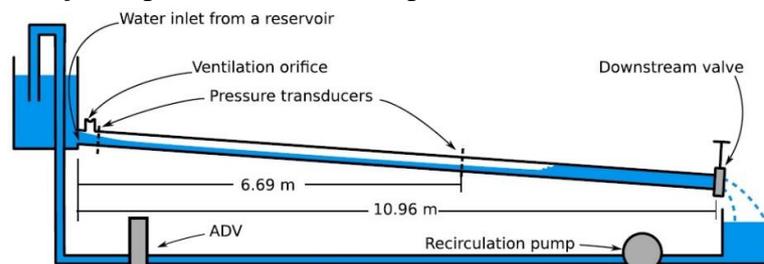
Figura 15. Instalação experimental Vasconcelos e Leite (2012)



Fonte: Vasconcelos e Leite (2012).

Os trabalhos experimentais de Trindade e Vasconcelos (2012 e 2013) apresentaram os resultados de ensaios realizados na instalação experimental representada na Figura 16. O aparato era composto por um tubo de PVC transparente, com 101.6mm de diâmetro e 10.96m de comprimento, com declividades ajustáveis. O reservatório de montante apresentava capacidade de 0.66m^3 e o de jusante, 0.62m^3 . Na extremidade de jusante do conduto, havia um registro gaveta. Um orifício de ventilação foi instalado na extremidade de montante do conduto. Dois transdutores de pressão foram instalados no conduto e as vazões afluentes foram medidas por um ADV. O foco dos trabalhos de Trindade e Vasconcelos (2012 e 2013) passaram a ser as interações ar-água durante o enchimento de condutos de distribuição de água, e não mais os sistemas de drenagem urbana. O procedimento experimental era semelhante àquele descrito por Vasconcelos e Leite (2012), à exceção da possibilidade de instalação de distintos tamanhos de orifícios de ventilação. As conclusões de ambos os trabalhos confirmam a importância do dimensionamento do sistema de ventilação na oscilação dos picos de pressão observados no sistema.

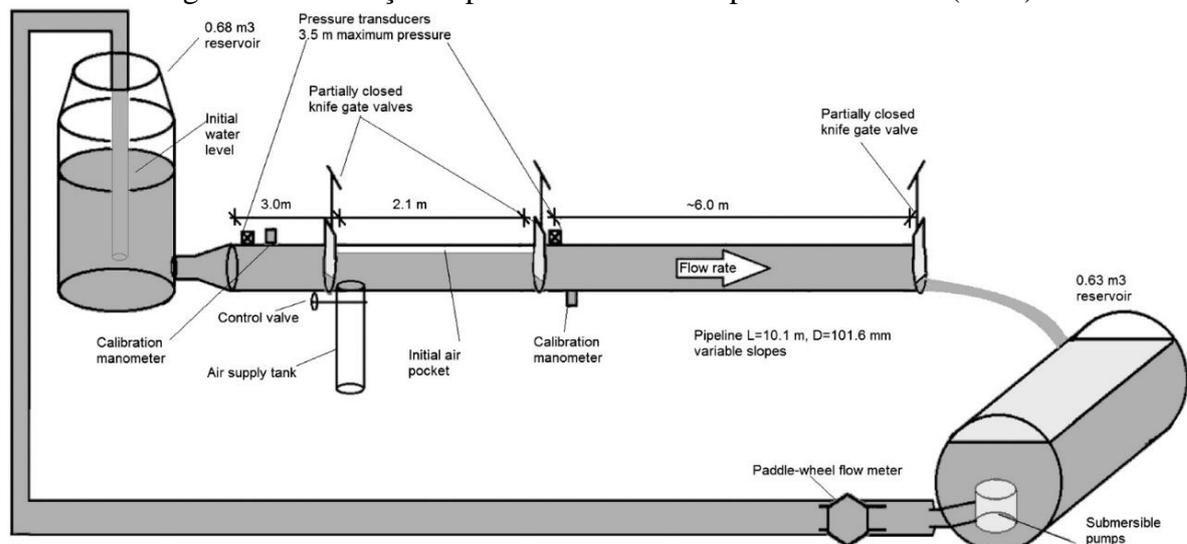
Figura 16. Instalação experimental utilizada por Trindade e Vasconcelos (2012 e 2013)



Fonte: Trindade e Vasconcelos (2013).

O trabalho de Choise et al. (2014) explorou o elo entre as declividades e velocidades do escoamento no conduto e a movimentação de bolsões de ar aprisionados. Adaptações foram realizadas no aparato utilizado por Trindade e Vasconcelos (2012 e 2013), para permitir o aprisionamento de ar inicial em porções intermediárias do conduto, através de registros gaveta parcialmente fechados, e de um tanque de fornecimento de ar. A Figura 17 ilustra a instalação experimental utilizada pelos autores. As situações simuladas incluem uma ampla gama de volumes de bolsões de ar, declividades do conduto e vazão, que podem ser verificadas em eventos de enchimento de condutos. O procedimento experimental baseava-se na abertura dos registros gaveta, colocados em posições intermediárias do conduto após o estabelecimento de regime permanente (dada uma declividade, vazão e volume de ar injetado). Os resultados da velocidade dos bolsões de ar, segundo a conclusão da autora, para situações em que não há escoamento de água, são compatíveis com os valores relatados anteriormente na literatura, ou seja, na ordem de \sqrt{gH} . No caso em que há escoamento de água e, em condições de conduto horizontal e em declividades adversas, o valor da celeridade pode ser aproximado pela diferença entre a celeridade do bolsão de ar em condições sem escoamento e de valores de celeridade relativas ao escoamento da água ($V_{esc.}/\sqrt{gH}$). Em situações de declividades favoráveis, essa aproximação não é válida, uma vez que se verifica a oposição entre força de empuxo e força de arraste.

Figura 17. Instalação experimental utilizada por Choise et al. (2014).



Fonte: Choise et al. (2014).

Considerações sobre os trabalhos experimentais apresentados previamente e que diferem, parcialmente, das considerações deste trabalho:

- são modelos idealizados, ou seja, não reproduzem em detalhes um sistema de drenagem urbana, constituindo-se na representação esquemática de apenas um conduto conectando dois poços de visita;
- os modelos não apresentam singularidades como contrações, mudanças de direção ou alterações de seção transversal;
- na maioria das instalações experimentais, o controle do escoamento é realizado somente na seção de jusante, através do fechamento repentino de uma válvula ou comporta;
- os estudos experimentais foram conduzidos com o intuito de estudar um aspecto específico do escoamento, seja ele a transição entre o escoamento à superfície livre – pressurizado, a transição de regimes de escoamento à superfície livre ou os efeitos do aprisionamento, movimentação e expulsão de bolsões de ar. Nesse sentido, algumas situações impostas aos modelos não condizem com situações prováveis de serem observadas em protótipos, sendo exemplo disso são as pressões extremamente elevadas, impostas no reservatório pressurizado de montante da instalação experimental de Zhou et al. (2002);
- os ensaios realizados em diversos trabalhos iniciavam-se com certa quantidade de água em repouso dentro do conduto;
- quase todos os ensaios foram realizados em condições extremas de vazão afluente, pressão ou fechamento repentino de válvulas e comportas localizadas a jusante. Essas condições, muitas vezes, não correspondem à realidade física de sistemas hidráulicos de drenagem.

2.5 Modelos numéricos

O objetivo principal deste trabalho é a simulação do escoamento em sistemas de drenagem urbana, utilizando as técnicas da modelagem física em escala reduzida. Entretanto, faz-se necessário o entendimento dos modelos de simulação numérica referente aos fenômenos hidráulicos em questão, uma vez que são abordagens complementares e extremamente utilizadas atualmente, na tentativa de antecipar a magnitude dos picos de pressão ou de simular o processo de enchimento dos sistemas de drenagem urbana.

A literatura recente, relacionada à simulação numérica de transientes de pressão durante a transição entre escoamentos à superfície livre e pressurizado em redes de drenagem e túneis sugere duas abordagens principais classificadas, segundo Vasconcelos (2007), em função das equações utilizadas para representar a transição entre os diferentes regimes. Modelos de

Captura de Interface (Modelos de Captura de Choque) empregam um único esquema numérico para os dois tipos de regime de escoamento. Por outro lado, os Métodos de Acompanhamento de Interface empregam esquemas numéricos distintos para o cálculo dos regimes de escoamento, acompanhando a localização da interface de mudança desses regimes (interface de pressurização). Cada uma dessas abordagens será apresentada, bem como suas vantagens e desvantagens.

Os Modelos de Captura de Interface são formulados em termos das equações de escoamento em canais abertos. As equações de Saint-Venant para o escoamento à superfície livre, tal como expressas por Cunge e Wegner (1964) são apresentadas na Equação 8,

$$\begin{cases} \frac{\partial y}{\partial t} = \frac{1}{b} \frac{\partial(Sv)}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial t} = v \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} - Kgv|v| \end{cases} \quad \text{Equação 8}$$

onde: y é a cota da superfície da água; v é a velocidade média; S é a área molhada; b é a largura do canal; K é um coeficiente de resistência; x é uma distância longitudinal e t é o tempo.

No caso de sistemas de drenagem urbana, a Equação 8 apresenta resultados indefinidos quando o nível d'água atinge o topo do conduto. Visando superar esse inconveniente e permitir o cálculo do escoamento pressurizado, Cunge e Wegner (1964), em artigo pioneiro, propuseram um esquema implícito por diferenças finitas. Para calcular o escoamento em uma galeria em carga, da mesma forma que o escoamento em um canal a superfície livre, considerando as mesmas hipóteses, os autores recorreram a um artifício previamente apresentado por Preismann e Cunge (1961 *apud* CUNGE e WEGNER, 1964), enunciado pelos autores da seguinte maneira:

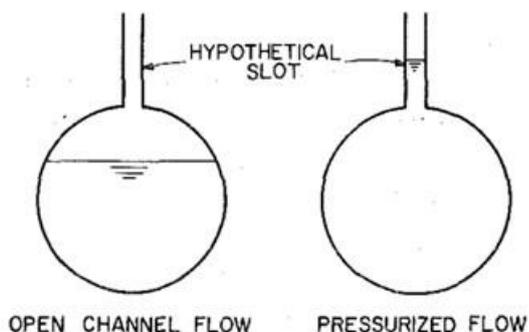
Nós admitimos que o escoamento é sempre do tipo à superfície livre e, em vez de tomar a seção fechada da galeria, inserimos uma fenda muito estreita. Dessa forma, a mudança da seção transversal é negligenciável e o cálculo torna-se possível... A fenda desempenha, simplesmente, a função de um piezômetro. (CUNGE e WEGNER (1964))⁶.

Modelos que assumem a hipótese de uma fenda hipotética, no topo do conduto, são denominados Modelos da Fenda de Preissmann. A Figura 18 ilustra os escoamentos em regime livre e em regime pressurizado, considerando a fenda, cuja largura deve ser tal que a celeridade da onda de superfície livre iguale a velocidade da onda acústica do escoamento pressurizado (VASCONCELOS, 2007). A determinação da espessura dessa fenda é justamente onde reside

⁶ Nous admettons que l'écoulement est toujours du type "à surface libre" et, au lieu de prendre la section fermée de la galerie, nous ajoutons à sa partie supérieure une fente de très faible largeur. Ainsi, le changement de la section est négligeable et le calcul devient possible... La fente joue tout simplement le rôle d'un piézomètre.

a dificuldade do método. Se, por um lado, para se obter uma celeridade adequada, a fenda deve ser suficientemente estreita para minimizar o armazenamento de água em seu interior, por outro lado, Vasconcelos et al. (2006 *apud* BOUSSO et al., 2013) mostra que fendas muito estreitas podem comprometer a estabilidade do modelo através de oscilações numéricas.

Figura 18. Representação dos escoamentos em regime livre e pressurizado nos modelos tipo Fenda de Preissmann.



Fonte: Song, Cardle e Leung (1983).

A base conceitual dos modelos baseados na Fenda de Preissmann são as equações de Saint-Venant. A hipótese básica adotada na dedução das equações de Saint-Venant é a teoria das águas rasas, também chamada de ondas longas, que pressupõe comprimentos de onda muito maiores do que a profundidade do escoamento (LIGGETT, 1994). Além disso, considerar a variação de pressão na vertical como sendo hidrostática é a suposição básica da teoria das águas rasas. Essas considerações são necessárias pois, antecipando alguns dos resultados, verifica-se, no modelo, o estabelecimento de ondas com comprimento de onda da mesma ordem de grandeza da profundidade do escoamento, ou seja, fenômenos em que a suposição de ondas longas é totalmente inválida.

Cunge e Wegner (1964) reconhecem as limitações do esquema numérico proposto e são extremamente honestos ao destaca-las repetidas vezes ao longo de seu artigo: “entende-se que esse método é válido somente para o tipo de escoamento definido pelas equações de Saint-Venant” (CUNGE e WEGNER, 1964)⁷. Vale lembrar que o esquema proposto era adequado à tecnologia computacional que da qual dispunham os autores, um computador eletrônico IBM 7070. O IBM 7070 foi um sistema introduzido pela IBM em 1960, baseado em transistores discretos, com uma memória de 5000 a 9990 palavras e com velocidade de 27 KIPS. Nesse sentido, a solução apresentada pelos autores revela-se extremamente inteligente e sagaz pois,

⁷ il est bien entendu que cette méthode n'est pas valable que pour le type d'écoulement défini par les équations de Saint-Venant”

dado um problema complexo e condições de solução restritas, apresentaram uma solução plausível. Entretanto, a utilização de modelos baseados na Fenda de Preissmann, nos dias atuais, constitui-se em um anacronismo, uma vez que o desenvolvimento de modelos mais complexos que tratam da transição entre o escoamento à superfície livre e o escoamento pressurizado em sistemas de drenagem urbana ocorreu lado a lado ao desenvolvimento de computadores mais robustos.

Visando superar as limitações dos modelos tipo Fenda de Preissmann, Vasconcelos et al (2006) propuseram o método da pressão bi-componente, o qual admite comportamento elástico para as paredes do conduto e despreza a compressibilidade da água. Assim, ao invés de permitir que a água suba pela fenda, de forma a causar a sobrepressurização, o modelo confere uma pequena elasticidade à parede dos condutos, sendo que a deformação relaciona-se diretamente à sobrepressão (VASCONCELOS, 2007).

Os Métodos de Acompanhamento de Interface desagregam a simulação do fenômeno através do conjunto de equações mais apropriadas para a simulação de cada tipo de escoamento. Wiggert (1972) apresenta uma das primeiras formulações desse tipo de modelo, baseando-se na solução do escoamento em regime livre utilizando o método das características para passos de tempo fixados e o método da coluna rígida para o cálculo do avanço da interface de pressurização do escoamento. Song et al. (1983) propõem um aperfeiçoamento do modelo proposto por Wiggert (1972), considerando a utilização do método das características para o cálculo, tanto do regime à superfície livre quanto do regime pressurizado.

As discussões e fechamentos do volume 136 do *Journal of Hydraulic Engineering* (VASCONCELOS e WRIGHT (2010), POLITANO et al. (2010); LÉON e GHIDAOU (2010)) evidenciam a falta de consenso entre os diversos grupos de pesquisa que trabalham com modelos numéricos. Como mencionado anteriormente, o tema em questão é amplo e a intenção aqui não é esgotá-lo. A apresentação das abordagens correntes, mesmo que superficial, demonstra a dificuldade no estabelecimento de consenso entre os diferentes autores e as diferentes abordagens. As lacunas nas previsões dos modelos numéricos, impostas pelas limitações próprias de cada abordagem, apontam para a necessidade da modelagem física em escala reduzida para o pleno entendimento dos fenômenos hidráulicos complexos que ocorrem nos sistemas de drenagem urbana. Cabe, aqui, ressaltar que a modelagem numérica e a modelagem física são ferramentas complementares, e não concorrentes, e que, na medida do possível, devem ser integradas, visando à solução de problemas de engenharia de alta complexidade.

3 ESTUDO DE CASO: CONDUTO FORÇADO ÁLVARO CHAVES

Segundo informações disponíveis no endereço eletrônico da Prefeitura Municipal de Porto Alegre, o Conduto Forçado Álvaro Chaves (CFAC) é a maior obra de drenagem urbana de Porto Alegre e foi entregue à cidade em 18 de março de 2008. O objetivo principal dessa estrutura é o controle de alagamentos em nove bairros da cidade. A obra foi financiada pelo Banco Interamericano de Desenvolvimento (BID), em parceria com a Prefeitura Municipal de Porto Alegre.

O parecer técnico do CREA-RS (2013) traz os detalhes históricos acerca do desenvolvimento da construção do conduto, bem como a disposição espacial das galerias que compõem o sistema do CFAC no contexto da cidade.

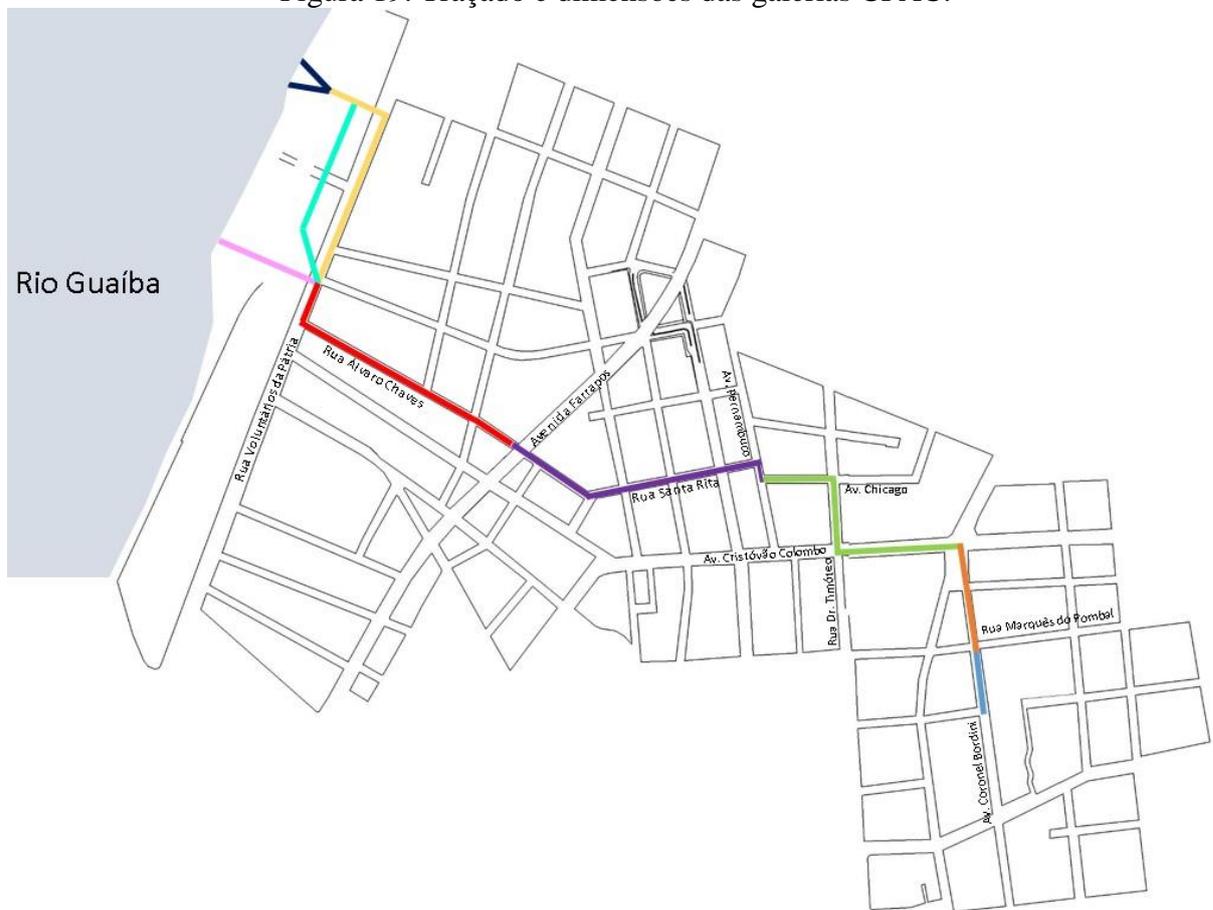
Em 2006, realizou-se um estudo de Avaliação Hidrodinâmica do Comportamento Hidráulico do Conduto Forçado Álvaro Chaves, empregando um Modelo tipo Fenda de Preissmann (CREA-RS, 2013). Como mencionado no item 2.5 da revisão bibliográfica, os modelos numéricos baseados no princípio da Fenda de Preissmann apresentam diversas limitações, dentre as quais destacam-se a subestimativa de sobrepressões (uma vez que subestima a celeridade da onda de pressão) e a incapacidade de reprodução de pressões negativas.

Cabe destacar que os critérios hidrológicos utilizados no projeto contemplam um período de retorno de 10 anos e um tempo de duração de chuva de uma hora e, dado o tipo de ocupação da bacia, adotando um coeficiente de escoamento médio de 0,7.

A característica do CFAC que mais impressiona é a diminuição na seção transversal do conduto de montante para jusante. A Figura 19 indica o traçado das galerias, suas dimensões e seus comprimentos aproximados.

Em fevereiro de 2013, ocorreu o colapso de parte da estrutura do Conduto Forçado Álvaro Chaves, durante um severo evento chuvoso (cerca de 65 mm de chuva em 45 minutos, 70 anos de período de retorno, segundo a curva intensidade-duração-frequência do 8º Distrito de Meteorologia). Nesse evento, parte do asfalto da Av. Coronel Bordini cedeu junto às calçadas, nas proximidades da esquina com a Rua Marquês do Pombal. As Figura 20 e Figura 21 mostram os danos causados pela ruptura do CFAC. A Figura 22 mostra o solo removido após o rompimento e a Figura 23 é uma visão interna do CFAC, onde percebe-se o levantamento da tampa.

Figura 19. Traçado e dimensões das galerias CFAC.



- Seção retangular variando de 7,5 x 5,74 m a 7,5 x 2,7 – comprimento de 115 m
- Seção retangular de 6,25 x 2,5 m – comprimento de 227 m
- Seção retangular de 3 x 2,5 m – comprimento de 540 m
- Seção retangular de 2,5 x 1,5 m (2x) – comprimento 570 m
- Seção retangular de 2 x 1,5 m (2x) – comprimento 605 m
- Seção circular de 1,5 m – comprimento 250 m
- Seção circular de 1,5 m – comprimento 345 m
- Seção retangular de 1,6 x 1,5 m – comprimento 590 m
- Seção retangular de 1,6 x 1,7 m

Fonte: a pesquisa.

Figura 20 - Visão geral da Rua Bordini no local do rompimento do CFAC.



Fonte: Correio do Povo - Foto:Mauro Schaefer

Figura 21 - Detalhe do rompimento do CFAC.



Fonte: Correio do Povo - Foto:Mauro Schaefer

Figura 22. Solo removido no local de onde o CFAC rompeu.



Fonte: Correio do Povo - Foto:Mauro Schaefer

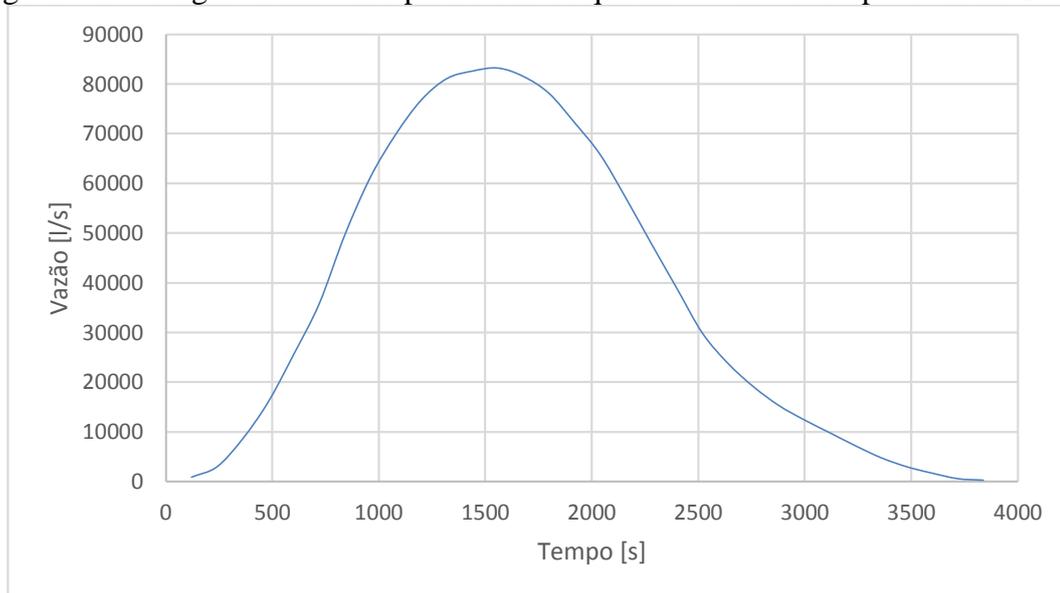
Figura 23. Detalhe de parte da tampa superior do CFAC, vista do interior do conduto.



Fonte: CREA-RS (2013) – Foto: Rafael Manica

A Figura 24 apresenta o hidrograma do evento de 20 de fevereiro de 2013, estimado pelo Professor André Luiz Lopes da Silveira⁸, utilizando um modelo em quadrículas (cada quadrícula equivalente a um quarteirão), com tempo de concentração de 22 min (calculado com base na declividade média e no comprimento mais longo) e coeficiente de escoamento médio de 0,9. A vazão de pico é de cerca de 83 m³/s.

Figura 24. Hidrograma estimado para o evento que culminou no rompimento do CFAC.



Fonte: André Luiz Lopes da Silveira

Buscando acessar as possíveis causas do rompimento do Conduto Forçado Álvaro Chaves, o Conselho Regional de Engenharia e Agronomia do Rio Grande do Sul (CREA-RS) compôs uma comissão de especialistas de diversas áreas (Hidráulica, Hidrologia, Saneamento, transientes em Conduitos Forçados, Estruturas e Obras Urbanas). Em abril de 2013, a comissão emitiu um parecer técnico, apontando as possíveis causas do rompimento do CFAC (CREA-RS, 2013). A principal conclusão a que os especialistas chegaram é de que causas sistêmicas concorreram para a ruptura da estrutura. A concepção não convencional, agregando em uma só estrutura de drenagem um reservatório de montante e um conduto forçado, aliada a aspectos hidráulicos peculiares, opções estruturais controversas e falhas no gerenciamento do projeto são apontadas como causas sistêmicas.

Houve outras ocorrências indicando problemas no funcionamento do CFAC, como, por exemplo, em outubro e novembro de 2013, quando o asfalto cedeu em ruas localizadas nas suas

⁸ Comunicação privada

proximidades. As Figura 25 e Figura 26 apresentam as crateras que se formaram na Rua Dr. Timóteo, quando o asfalto cedeu.

Figura 25. Buraco que se formou na Dr. Timóteo em 28 de outubro de 2013.



Crédito: André Ávila/CPovo

Figura 26. Buraco na Dr. Timóteo



Foto: Paulo Nunes / CP Memória

Em dezembro de 2013, o Departamento de Esgotos Pluviais (DEP) contratou a empresa Recuperação Serviços Especiais de Engenharia Ltda. para inspecionar o CFAC. O relatório técnico da inspeção foi apresentado em 25 de fevereiro de 2014.

Assim, é no contexto descrito que este trabalho de mestrado desenvolveu-se entre abril de 2013 e março de 2015.

4 METODOLOGIA

O modelo em escala reduzida do Conduto Forçado Álvaro Chaves, instalado nas dependências do Pavilhão Fluvial do Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, foi concebido e construído entre os meses de abril de 2013 e outubro de 2014.

A concepção, a construção e a operação do modelo basearam-se em um conjunto de procedimentos conceituais e práticos, denominados por Novak (1981) como procedimento de investigação. O fluxograma apresentado na Figura 27 resume as etapas desenvolvidas no decorrer do presente estudo. Cada uma dessas etapas é detalhada nas seções que seguem.

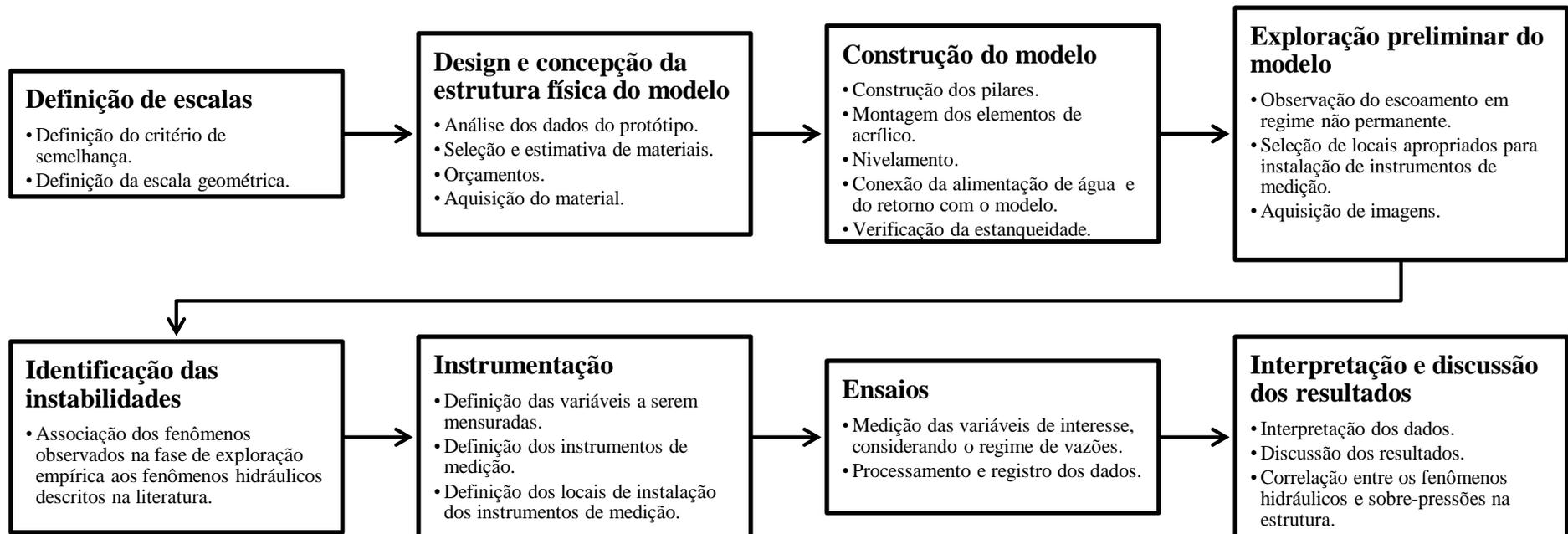
4.1 Definição de escalas, concepção e construção da instalação experimental

A Análise Dimensional e a Teoria da Semelhança são instrumentos teóricos consagrados do estudo em modelos físicos hidráulicos e subsidiam as etapas conceituais do desenvolvimento do presente estudo. A literatura que trata do tema é ampla e inclui os trabalhos de Langhaar (1951), Yalin (1971), Motta (1972), Ivicsics (1975), Kobus e Helmut (1980), Szücs (1980), Novak & Cabelka (1981).

A característica fundamental do funcionamento hidráulico do CFAC é a alternância entre escoamento à superfície livre e escoamento pressurizado. Optou-se pela adoção do critério de Froude como critério de semelhança, uma vez que o escoamento em um conduto parcialmente preenchido (ou que, ora funciona parcialmente preenchido, ora apresenta a seção transversal completamente preenchida) é, a princípio, o escoamento em um canal. Devido à impossibilidade prática, no caso deste trabalho, de satisfazer simultaneamente, tanto o critério de semelhança de Froude quanto o de Reynolds (condição de semelhança necessária para escoamentos pressurizados em que os efeitos viscosos tornam-se importantes), serão realizadas correções analíticas.

Do ponto de vista técnico, geometricamente, o modelo deve ser o maior possível, para gerar resultados suficientemente precisos (NOVAK e CABELKA, 1981) e para que os fenômenos hidráulicos que se estabeleçam apresentem uma magnitude compatível com a sensibilidade dos instrumentos de medição. Como apresentado na revisão bibliográfica, um fenômeno de particular interesse, neste estudo, e que pode apresentar-se a altas frequências são as oscilações de pressão (Golpe de Aríete). Dessa forma, a partir de um estudo de escala preliminar e considerando o espaço físico disponível no Pavilhão Fluvial, adotou-se uma escala geométrica de 1:15, resultando em um modelo com cerca de 30 m de comprimento.

Figura 27. Fluxograma que resume a metodologia utilizada na concepção, construção e operação no modelo reduzido do Conduto Forçado Álvaro Chaves



Considerando a celeridade da onda de pressão, no protótipo, em cerca de 1200m/s e obedecendo ao critério de semelhança de Froude, obtém-se uma celeridade de onda de pressão, no modelo, de cerca de 300m/s. Dessa forma, o período que essa onda demora para percorrer, por exemplo, 10m é de 0,033s, levando a perturbações com frequências de 30 Hz. Para adquirir, de forma correta, um sinal com frequência de 30 Hz e considerando o Teorema de Nyquist, a frequência de amostragem deve ser igual ou superior a duas vezes a frequência do fenômeno, resultando em frequências de 60 Hz. Transdutores de pressão comumente utilizados para as tomadas de pressão instantâneas apresentam frequência de aquisição na ordem de 1000 Hz, o que satisfaz a prerrogativa. Assim, verifica-se que a escala adotada é razoável.

Uma vez definida a escala de redução geométrica do modelo, passou-se, então, ao design e concepção da estrutura física do modelo. A definição dos aspectos construtivos iniciou-se com uma análise aprofundada dos dados referentes ao protótipo. Novak (1981) destaca que o conhecimento dos detalhes da forma e das características da superfície pela qual a água vai fluir é essencial. A definição dos materiais a serem empregados, a estimativa de material necessário e orçamentos complementam essa etapa. No que diz respeito à escolha do material, Novak (1981) sugere que materiais plásticos são adequados a modelos de condutos e elementos de paredes finas, uma vez que apresentam a vantagem de serem maleáveis e não sofrerem alterações em seu volume e forma, e nem serem corroídos pela água. Outra vantagem evidente desse tipo de material é a sua transparência, que possibilita a visualização do escoamento no interior do conduto. Optou-se pelo emprego de materiais distintos para a base e as paredes do conduto. Chapas de baquelite são o material construtivo da base do conduto, face inferior em contato com a água, devido à sua rigidez. Além disso, as chapas de baquelite são capazes de sustentar e suportar a estrutura do modelo de uma maneira adequada, proporcionando a diminuição do número de pilares. Já para a estruturação das paredes laterais e superior, optou-se pelo policarbonato/acrílico como material construtivo, pois é facilmente trabalhado e transparente, o que permite a visualização dos fenômenos hidráulicos que se desenvolverão no interior do modelo. Além disso, permite a reprodução dos efeitos de elasticidade do material, influenciando a celeridade da onda de pressão. O modelo foi disposto sobre pilares de alvenaria, a uma altura de cerca de 1,20m na porção de montante.

A principal dificuldade enfrentada durante essa etapa do desenvolvimento do trabalho foi a obtenção de informações precisas sobre a geometria da seção do CFAC a qual estava sendo reproduzida. As características geométricas do CFAC apresentadas nas plantas, às quais a pesquisadora teve acesso, não condiziam com imagens do interior do conduto registradas pelos professores Rogério Maestri e Rafael Manica durante a visita técnica realizada pelo CREA-RS.

As dúvidas que surgiram em relação à forma e geometria do conduto levaram a autora a buscar esclarecimentos no Departamento de Esgotos Pluviais de Porto Alegre, em janeiro de 2014, bem como a pedir autorização para acessar o interior do conduto, a qual foi recebida meses mais tarde. Assim em junho de 2014, a pesquisadora acessou o interior do conduto, com o intuito de realizar levantamento da geometria interna do conduto e outras medições.

Essa etapa contemplou, ainda, a obtenção de financiamentos junto à Direção do Instituto de Pesquisas Hidráulicas, à Coordenação do Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental e à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado do Rio Grande do Sul. A etapa se encerrou com a aquisição do material necessário à implantação da estrutura física do modelo.

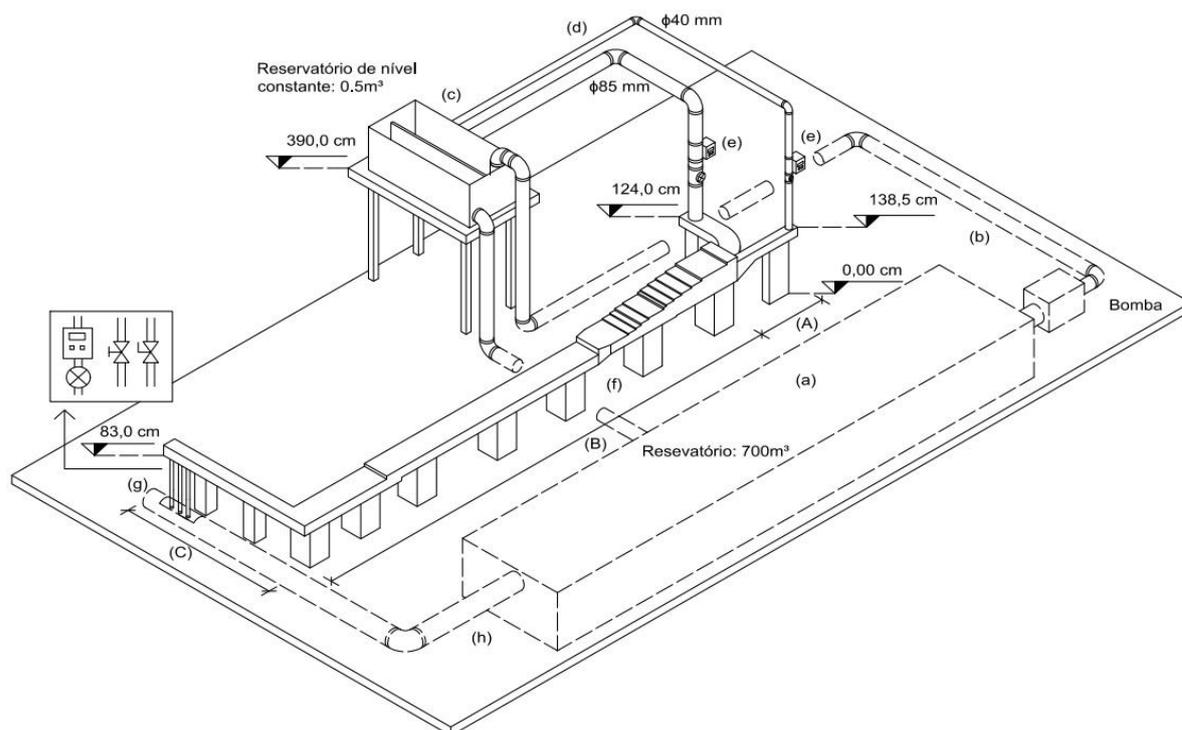
A montagem desta estrutura foi a etapa subsequente, de importância fundamental para o sucesso do estudo, estendendo-se de junho de 2013 a outubro de 2014. A construção do modelo iniciou-se pelos pilares e assentamento e nivelamento das chapas de baquelite. Passou-se, então, à instalação e montagem das seções do conduto em que se conhecia a geometria. As já mencionadas dúvidas em relação às dimensões e geometria do CFAC fizeram com que a construção do modelo fosse interrompida entre janeiro e junho de 2014. Assim a pesquisadora acessou o interior do conduto e realizou as medições necessárias, seguiu-se a construção do restante do modelo, instalação do reservatório de nível constante, conexão entre o reservatório subterrâneo e o reservatório de nível constante, alimentação e esgotamento do modelo.

4.2 Instalação experimental

A Figura 28 é o esboço esquemático da instalação experimental completa do modelo reduzido do CFAC.

A água é bombeada do reservatório de alimentação (a) para o reservatório de nível constante (c) por uma bomba. Do reservatório de nível constante, é distribuída para o modelo (f) através de duas canalizações (d), uma de 40mm e a outra de 85mm equipadas com válvulas gaveta e medidores de vazão eletromagnéticos (e). Após escoar pelo interior do modelo (f), a água é vertida para a canalização de retorno, através de três vertedores tipo poço de 50 mm (g), equipados com dois registros esfera e um registro gaveta com medidor de vazão eletromagnético. A água é coletada pelos vertedores tipo poço (g) e, então, encaminhada para o reservatório de alimentação (a) através da canalização de retorno (h). Ressalta-se que toda a água utilizada durante os experimentos é recirculada, evitando desperdícios. Salienta-se que o Pavilhão Fluvial é equipado com um sistema de captação e armazenamento de água da chuva.

Figura 28. Esboço esquemático do modelo reduzido do Conduto Forçado Álvaro Chaves.



Fonte: a pesquisa

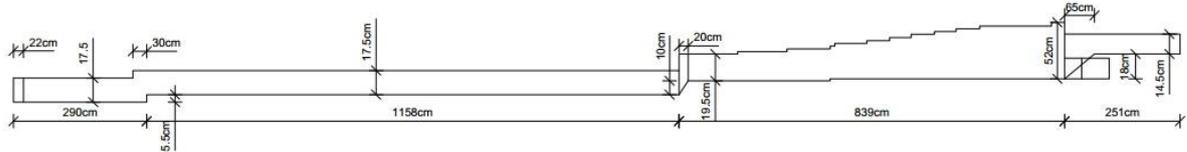
Onde:

- (a) reservatório de alimentação (700m³);
- (b) condutos de 300mm e bomba de recalque para a alimentação do reservatório de nível constante;
- (c) reservatório de nível constante;
- (d) dois condutos de alimentação com medidores de vazão eletromagnéticos;
- (e) válvulas para controle das duas alimentações do modelo;
- (f) modelo;
- (g) três vertedores tipo poço, com válvulas de controle de vazão e um deles com medidor de fluxo eletromagnético;
- (h) Canalização de retorno ao reservatório.

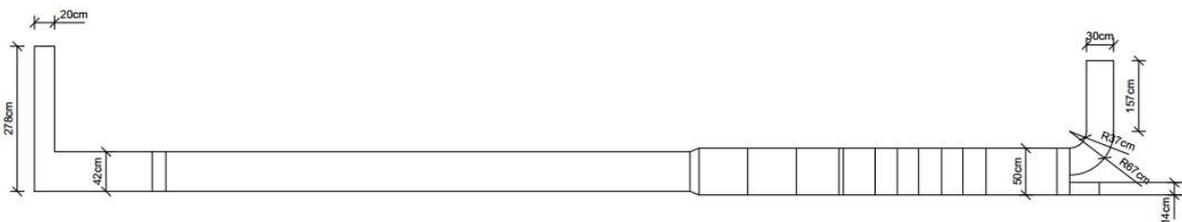
O modelo (f), propriamente dito, é constituído por três porções principais: (A) dois trechos de montante correspondentes às entradas ao reservatório de detenção; (B) reservatório de detenção; (C) trecho de jusante ao reservatório de detenção. A entrada do modelo em curva representa a entrada ao CFAC, proveniente da Bacia Auxiliadora (canalizações de 85mm) e a outra entrada corresponde à contribuição ao CFAC, advinda da Bacia Goethe (canalizações de 40mm). O trecho (B) é a representação da porção do CFAC, localizado sob a Avenida Coronel Bordini, entre a rua Marquês do Herval e a Avenida Cristóvão Colombo, o reservatório de detenção. O trecho de jusante ao reservatório de detenção é a representação da parte do CFAC que se estende sob a Avenida Cristóvão Colombo.

Detalhes referentes à geometria e dimensões do modelo podem ser observados na Figura 29.

Figura 29. Vistas lateral e superior do modelo



(a) Vista lateral



(b) Vista superior

Fonte: a pesquisa.

4.3 Exploração preliminar do modelo, identificação das instabilidades e instrumentação

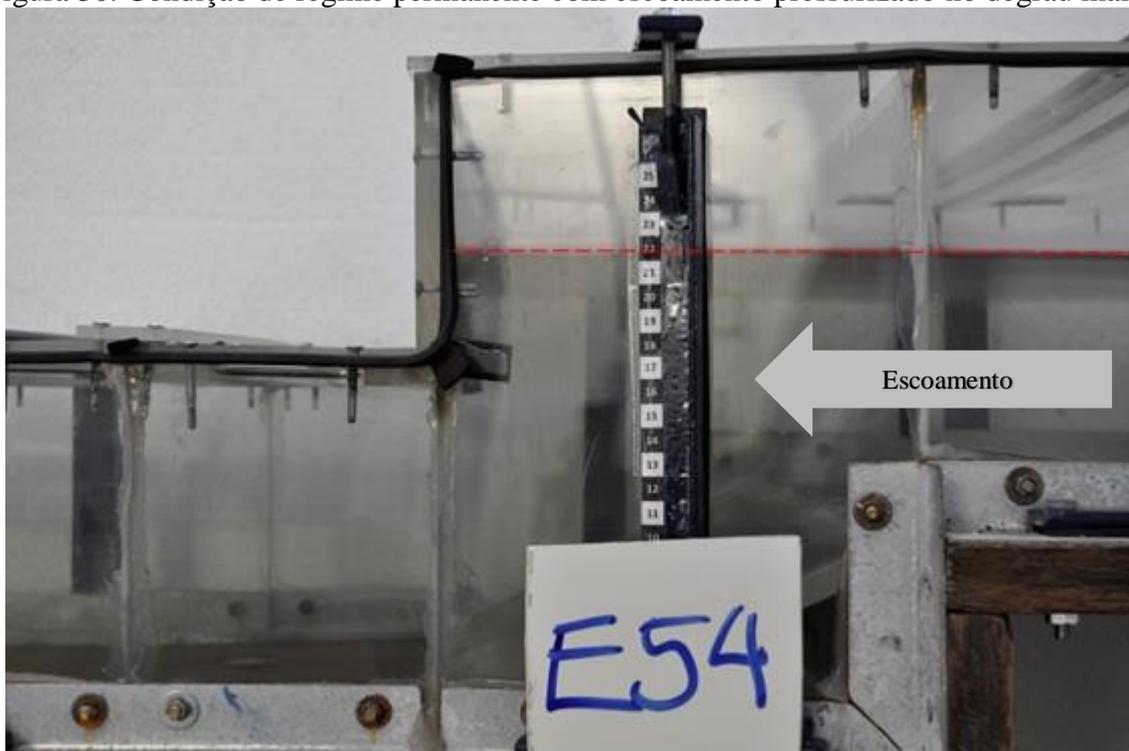
Durante a fase de exploração preliminar do modelo, foram realizados ensaios, tanto para determinar a capacidade de drenagem do modelo em regime permanente quanto para obter informações capazes de subsidiar a elaboração do plano de ensaios.

Os ensaios preliminares, em regime permanente, foram realizados considerando duas situações: (i) escoamento à superfície livre em todo o reservatório de retenção e no trecho de jusante e (ii) escoamento pressurizado no trecho de jusante.

Como exposto, há apenas um medidor de vazão instalado em um dos três vertedores tipo poço. Dessa forma, os ensaios em regime permanente foram realizados visando à estimativa da vazão escoada pelos vertedores, os quais não possuem medidores de vazão. Os ensaios à superfície livre foram realizados, para avaliar a capacidade de escoamento e a altura da lâmina de água acima dos vertedores tipo poço. Nesses ensaios, variou-se a vazão afluente (de 200 a 750 l/min, em intervalos de 25 l/min) e a abertura ou fechamento das válvulas associadas aos vertedores tipo poço, resultando em 32 diferentes configurações. Após cada alteração nas condições de escoamento (mudança de vazão e/ou abertura e fechamento de registros), aguardava-se o tempo necessário para que o escoamento estabelecesse uma nova condição de regime permanente.

Os ensaios preliminares em regime permanente com escoamento pressurizado fornecem informações acerca da vazão escoada em cada um dos vertedores tipo poço, quando a seção do reservatório de detenção com seção transversal constante se encontra pressurizada. Dada uma configuração de abertura dos registros gaveta e esfera, ajustava-se uma vazão que condicionasse a estabilização da linha d'água cerca de 4 ou 5cm acima do topo do conduto no degrau maior, conforme a Figura 30. Esse procedimento foi repetido para distintas combinações de abertura de válvulas e resultou em quatro ensaios.

Figura 30. Condição de regime permanente com escoamento pressurizado no degrau maior.



Fonte: a pesquisa.

Com o objetivo de estabelecer o plano de ensaios a ser seguido nas fases subsequentes, foram realizados cerca de vinte ensaios em regime não permanente. Em cada um deles, variou-se a vazão inicial escoando no interior do conduto em regime permanente, o tempo de abertura dos registros gaveta das entradas e a configuração de abertura das válvulas de drenagem.

Ainda, durante a exploração preliminar do modelo, foram definidos os locais mais adequados para a captura das imagens representativas do comportamento de enchimento do conduto e das instabilidades hidráulicas. As imagens obtidas durante os ensaios constituem-se na principal fonte de informações para análise neste trabalho.

Os equipamentos de captura de imagens utilizados foram duas câmeras filmadoras da marca Sony (modelos DCR-TRV110 e DCR-TRV120), duas câmeras fotográficas (NIKON

D5000 e SONY Alpha3000) e uma câmera de alta velocidade (Fastec Imaging, model HiSpec 2 4G Color, configuração: resolução 1280 x 772, captando 500fps). A posição exata de cada uma dessas câmeras será apresentada juntamente com os resultados.

Medidores de vazão eletromagnéticos foram utilizados para medição e registro das vazões afluentes e escoadas. Medidores de vazão Siemens (modelo SITRANS FM MAGFLO MAG 5100), de 85 e 40mm, foram instalados nas entradas do modelo, e um medidor da mesma marca e modelo, de 40mm, foi instalado logo a jusante do vertedor tipo poço, que possui o registro gaveta associado.

4.4 Plano de Ensaios

O plano de ensaios baseou-se nas observações do comportamento de enchimento do conduto realizadas durante os ensaios preliminares, constituindo-se em uma investigação sistemática dos efeitos de diferentes combinações de vazões iniciais e abertura de válvulas (condicionando os níveis de água iniciais), bem como o tempo de abertura dos registros gaveta de montante sobre o comportamento do conduto durante o enchimento. As variáveis, vazão inicial e tempo de abertura, constituem a condição de montante, enquanto que a configuração de abertura dos registros e o nível acima dos vertedores tipo poço compõem a condição de jusante. O Quadro 3 apresenta o intervalo de variação das variáveis experimentais ensaiadas.

Quadro 3. Intervalo de variação das variáveis experimentais

Variável experimental	Variação
Vazão afluente [l/min]	200, 300, 400, 500, 600
Abertura das válvulas dos vertedores tipo poço.	1 válvula aberta, 2 válvulas abertas e 3 válvulas abertas.
Tempo de abertura dos registros de montante.	Tempo de ascensão do hidrograma, metade do tempo de ascensão do hidrograma e um quarto do tempo de ascensão do hidrograma.

O procedimento de realização dos ensaios desenvolveu-se nas seguintes etapas:

- estabelecimento das condições de montante e jusante, características de cada ensaio e estabilização em regime permanente; ajuste das câmeras filmadoras e fotográficas e início dos registros dos medidores de vazão eletromagnéticos;
- definição do início do ensaio, a qual é marcada pelo início da abertura dos registros gaveta no tempo específico do ensaio. O início da abertura foi registrado nas imagens realizadas, através do acendimento de lâmpadas de LED, colocadas nas regiões do

modelo enquadradas pelas câmeras, possibilitando a sincronização das imagens em análises posteriores;

- redução das vazões afluentes aos níveis iniciais quando o nível de água atinge a parte superior do conduto da entrada em curva (correspondente à Mata Bacelar);
- finalização do ensaio, marcada pela despressurização total do conduto, ou seja, da seção mais à jusante do conduto. Nos ensaios de condição de escoamento reduzido e/ou vazão inicial alta, o conduto não se despressuriza apenas com a redução da vazão. Nesses casos, o ensaio foi encerrado quando sua duração atingiu 10 minutos. Nesse momento as lâmpadas de LED e as câmeras filmadoras e fotográficas foram desligadas.

4.5 Interpretação e discussão dos resultados

A interpretação dos resultados dos ensaios baseou-se na análise das imagens obtidas nos cinco pontos de captura e demandou uma fase anterior de tratamento das imagens. As obtidas com as duas câmeras filmadoras da marca Sony (modelos DCR-TRV110 e DCR-TRV120) foram gravadas em fitas de 8mm e, posteriormente, digitalizadas com o auxílio de uma placa de captura (PixelView Vídeo Play TV XCapture USB). Tanto as imagens das câmeras filmadoras quanto das câmeras fotográficas foram convertidas para um único formato (MPEG-4/H.264) e sincronizadas de acordo com o acendimento da lâmpada de LED.

Através de múltiplas visualizações dos vídeos editados, extraíram-se as seguintes informações: as condições iniciais do escoamento nos degraus, o tempo necessário para a pressurização do conduto em cada um desses degraus, a visualização do aprisionamento, movimentação e expulsão de bolsões de ar e a maneira pela qual ocorria a pressurização.

5 RESULTADOS

Os resultados da exploração preliminar do modelo e dos ensaios em regime não-permanente serão apresentados separadamente.

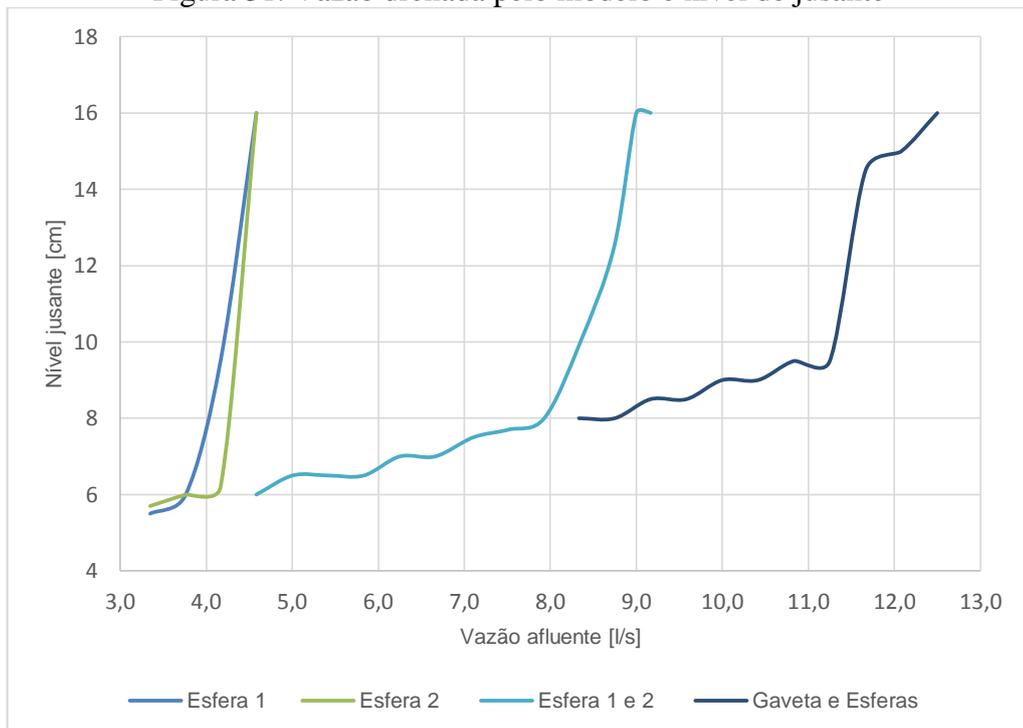
5.1 Exploração preliminar do modelo

Os ensaios preliminares foram realizados, tanto para determinar a capacidade de escoamento do modelo em regime permanente quanto para obter informações capazes de subsidiar a elaboração do plano de ensaios.

5.1.1 Capacidade de escoamento em regime permanente

Os ensaios, em regime permanente com escoamento à superfície livre, forneceram dados que subsidiaram a elaboração de curvas que relacionam a vazão escoada com a altura da linha de água na seção do modelo junto aos vertedores tipo poço. A Figura 31 apresenta essas curvas, considerando quatro situações distintas: apenas o registro esfera 1 aberto, apenas o registro esfera 2 aberto, os registros esfera 1 e 2 abertos e o registro gaveta e os registros esfera 1 e 2 abertos.

Figura 31. Vazão drenada pelo modelo e nível de jusante



Fonte: a pesquisa.

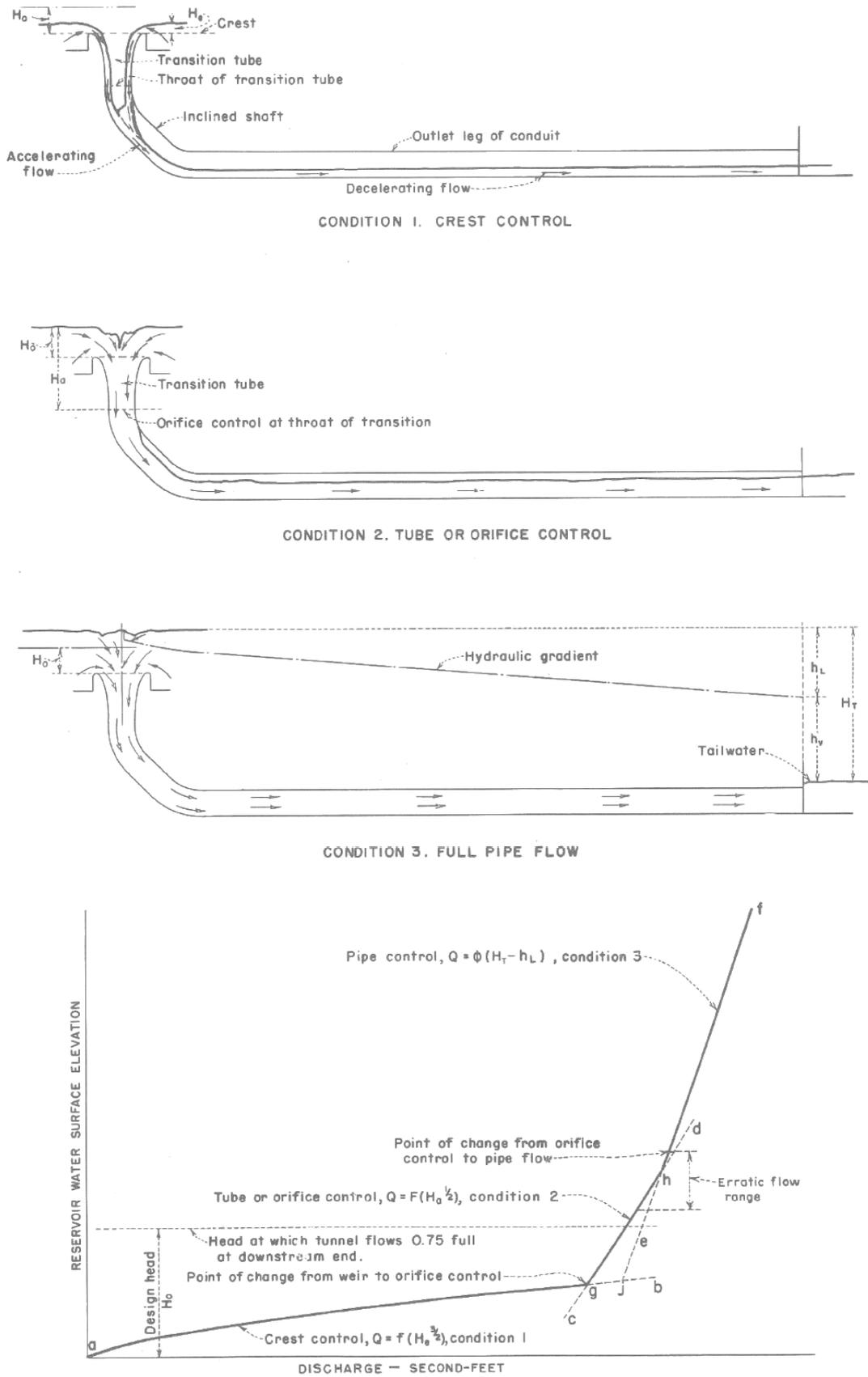
Os ensaios em regime permanente com escoamento em conduto forçado, permitiram a estimativa da vazão escoada por cada um dos registros, quando a porção do conduto forçado escoava pressurizada na seção à jusante do degrau maior. A Tabela 1 apresenta a vazão escoada em cada um dos registros, quando o conduto está pressurizado.

Tabela 1. Vazão escoada em cada um dos registros

Registro aberto	Vazão escoada [l/s]
Esfera 1	4,6
Esfera 2	4,8
Gaveta	3,2

Conforme observado na Figura 31, as quatro curvas apresentam características semelhantes às curvas de um vertedor tipo poço. A capacidade de descarga de vertedores tipo poço caracteriza-se pela alternância do controle do escoamento exercido pelo orifício e pelo conduto. A Figura 32 ilustra as condições de escoamento que podem ocorrer nessa estrutura, bem como um gráfico que relaciona a vazão com o nível d'água no reservatório. A condição 1 é representativa do controle do escoamento pela soleira/orifício, representado pelo trecho *ag* da curva da Figura 32. A condição 2 é característica de uma situação de transição, onde o controle do escoamento é realizado alternadamente pelo orifício e pelo conduto e é representada pelo trecho *gh* da mesma curva. A condição 3 ilustra a situação em que o controle é realizado pela capacidade de descarga do próprio conduto, caracterizada pelo trecho *hf* da curva.

Figura 32. Condições de escoamento em vertedores tipo poço.



Fonte: (USBR, 1960).

5.2 Ensaio em regime não permanente

A análise das imagens registradas nos cinco pontos de captura permitiu a identificação de três padrões básicos de enchimento do conduto. Adotou-se como critério de classificação o aprisionamento ou não de bolsões de ar, no interior do conduto, durante o processo de enchimento, e a maneira como ocorre a pressurização do conduto. Ressalta-se que essa classificação é uma tentativa de enquadramento didático dos processos dinâmicos que ocorrem no interior no CFAC e é limitada pelas condições ensaiadas e pelas escolhas dos critérios de classificação. Os três padrões de enchimento identificados foram denominados:

- Padrão A – Enchimento do conduto sem aprisionamento de bolsões de ar e pressurização *quasi-steady*⁹;
- Padrão B – Enchimento do conduto com aprisionamento de bolsões de ar e pressurização *quasi-steady*;
- Padrão C – Enchimento do conduto com aprisionamento de bolsões de ar e pressurização *unsteady*.

Cada um desses padrões será descrito por um ensaio característico.

Os resultados estão apresentados, tomando como referência os pontos ou trechos do modelo indicados na Figura 33.

Figura 33. Pontos de análise de resultados



Fonte: a pesquisa.

Onde:

- (1) entradas do modelo;
- (2) reservatório de detenção;
- (3) degrau grande – desnível com rampa e contração na largura;
- (4) trecho conduto forçado;
- (5) degrau pequeno;
- (6) trecho do conduto forçado entre o degrau pequeno e a redução de seção;
- (7) redução de seção com curva a 90° com ângulos vivos;
- (8) trecho do conduto forçado entre a redução de seção e os vertedores tipo poço;
- (9) vertedores tipo poço;

⁹ Regime quase permanente, regime em que a equação dinâmica pode ser considerada como em regime permanente para cada intervalo de tempo.

A Tabela 2 apresenta as condições iniciais de montante e de jusante de cada ensaio, a vazão máxima escoada nos vertedores tipo poço, quando o conduto escoava pressurizado no degrau maior (Tabela 1), e a classificação de padrão de enchimento do conduto.

Tabela 2. Condições iniciais de cada ensaio e resultado do padrão de enchimento do conduto conforme definição do texto.

Ensaio	Condição Montante		Condição de Jusante			Padrão
	Vazão inicial [l/s]	Tempo de abertura [s]	Válvulas abertas	Nível no ponto 9 [cm]	Vazão máxima escoada [l/s]	
Ensaio 21	3,4	57"	1, 2, 3	> 3	12,6	A
Ensaio 22	3,5	28"	1, 2, 3	> 3	12,6	A
Ensaio 23	3,5	16"	1, 2, 3	> 3	12,6	A
Ensaio 24	3,5	56"	1, 3	3,5 – 4,5	8	B
Ensaio 25	3,5	31"	1, 3	3,5 – 4,5	8	B
Ensaio 26	3,5	16"	1, 3	3,5 – 4,5	8	B
Ensaio 27	3,5	59"	1	14 – 14,5	3,2	B
Ensaio 28	3,5	28"	1	14 – 14,5	3,2	C
Ensaio 29	3,5	16"	1	14 – 14,5	3,2	C
Ensaio 30	5,0	51"	1, 2, 3	3,5 – 4	12,6	A
Ensaio 31	5,0	28"	1, 2, 3	3,5 – 4	12,6	A
Ensaio 32	5,0	14"	1, 2, 3	3,5 – 4	12,6	A
Ensaio 33	5,0	49"	1, 3	4,5	8	B
Ensaio 34	5,0	28"	1, 3	4,5	8	B
Ensaio 35	5,0	14"	1, 3	4,5	8	B
Ensaio 36	6,7	45"	1, 2, 3	4,5 – 5	12,6	A
Ensaio 37	6,7	24"	1, 2, 3	4,5 – 5	12,6	A
Ensaio 39	6,7	14"	1, 2, 3	4,5 – 5	12,6	A
Ensaio 40	6,7	46"	1, 3	5,5 – 6	8	B
Ensaio 40b	6,7	24"	1, 3	5,5 – 6	8	B
Ensaio 41	6,7	12"	1, 3	5,5 – 6	8	B
Ensaio 42	8,3	40"	1, 2, 3	5 – 5,5	12,6	A
Ensaio 43	8,3	21"	1, 2, 3	5 – 5,5	12,6	A
Ensaio 44	8,3	10"	1, 2, 3	5 – 5,5	12,6	A
Ensaio 45	8,3	39"	1, 3	7 – 7,5	8	B
Ensaio 46	8,3	20"	1, 3	7 – 7,5	8	B
Ensaio 47	8,3	10"	1, 3	7 – 7,5	8	B
Ensaio 48	10,0	35"	1, 2, 3	6 – 6,5	12,6	A
Ensaio 49	10,0	17"	1, 2, 3	6 – 6,5	12,6	A
Ensaio 50	9,9	9"	1, 2, 3	6 – 6,5	12,6	A
Ensaio 51	11,6	24"	1, 2, 3	11,5 – 12	12,6	A
Ensaio 52	11,6	12"	1, 2, 3	11,5 – 12	12,6	A
Ensaio 53	11,6	6"	1, 2, 3	11,5 – 12	12,6	A

5.2.1 Padrão A – Enchimento do conduto sem aprisionamento de bolsões de ar e pressurização *quasi-steady*

O padrão A se observa em 18 dos ensaios realizados e caracteriza-se pelo não aprisionamento de bolsões de ar. Nesses ensaios, as válvulas dos vertedores tipo poço estavam totalmente abertas, originando uma condição de nível de jusante mais baixa para as mesmas vazões que nos outros padrões (Tabela 2) e uma melhor capacidade de escoamento.

O processo de enchimento do conduto verificado nesse padrão pode ser descrito, grosso modo, em dois estágios principais: avanço da onda de cheia de montante para jusante e enchimento do conduto de jusante para montante. Cada um desses estágios é marcado por diversos eventos característicos, que serão resumidos a seguir.

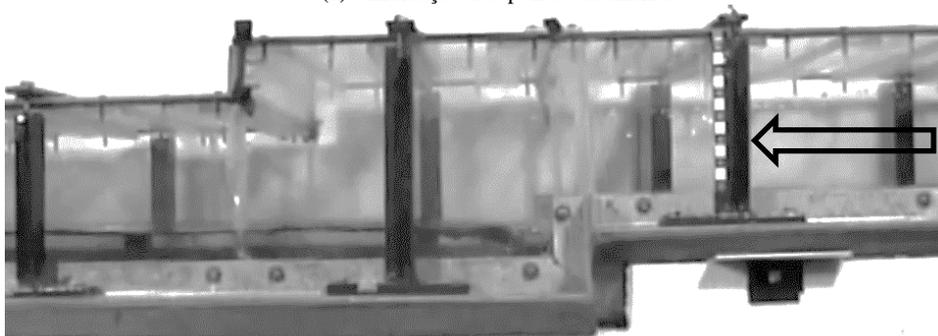
- **Avanço da onda de cheia de montante para jusante**

Distintas condições iniciais para a linha de água foram observadas nesse padrão, dependendo das vazões iniciais impostas ao modelo em regime permanente. Assim, o degrau pequeno (Ponto 5) poderá estar, tanto parcialmente livre (Figura 34 (b)) como afogado (Figura 34 (c)). Já o degrau grande (Ponto 3) encontra-se sempre livre (Figura 34 (d)). Caso o degrau pequeno (Ponto 5) esteja afogado, um ressalto hidráulico ondulado/oscilante se forma em um ponto intermediário do trecho 4. Em qualquer uma das situações, ondas de choque laterais (Figura 35) bem definidas estabelecem-se à jusante da singularidade no ponto 3 (contração lateral em rampa sem a necessária concordância ajustada)

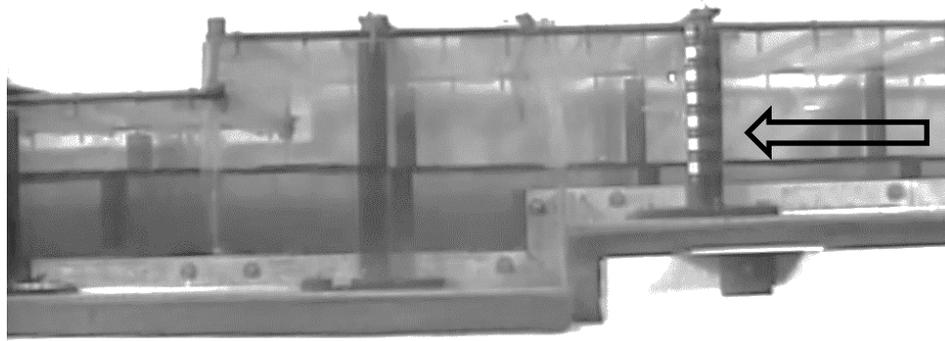
Figura 34. Condições iniciais da linha d'água do Padrão A



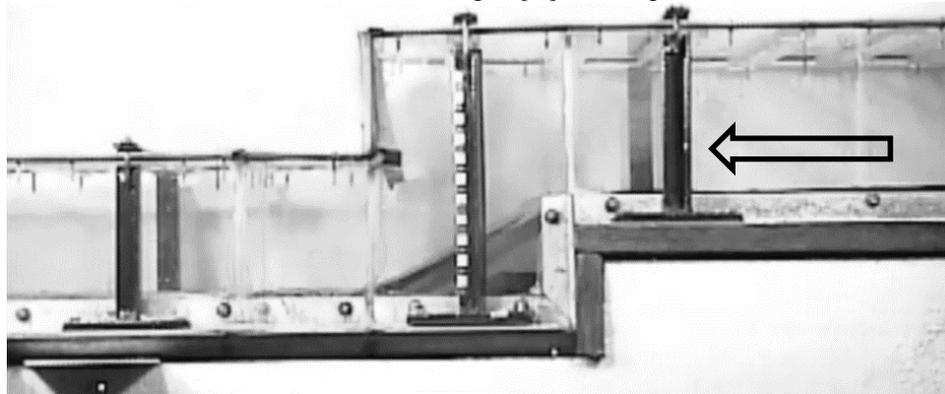
(a) Indicação dos pontos de análise.



(b) Ponto 5 (degrau pequeno) parcialmente livre



(c) Ponto 5 (degrau pequeno) afogado



(d) Ponto 3 (degrau grande) livre

Fonte: a pesquisa.

Figura 35. Ondas de choque lateral que se formam a jusante do ponto 3.

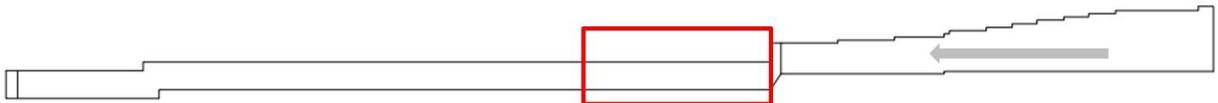


Foto: Richard Ducker

Conforme a onda de cheia avança no trecho 4, verifica-se, inicialmente, o aumento do nível de água e, em seguida, uma pequena diminuição do nível (que se estabelece de montante

para jusante). Ainda, conforme a onda de cheia avança de montante para jusante, ondas de choque laterais (ondas de Mach) avançam, no trecho 4, logo à jusante da singularidade no ponto 3. A Figura 36 ilustra a transição entre a última onda de choque lateral e o ressalto hidráulico oscilante (ou ondulado) e a Figura 37 mostra detalhe de ondulações na superfície do escoamento à jusante do ressalto hidráulico oscilante.

Figura 36. Ressalto hidráulico oscilante que se forma à jusante da última onda de choque lateral.



Foto: Richard Ducker

Figura 37. Ondulações na superfície do escoamento à jusante do ressalto hidráulico oscilante.

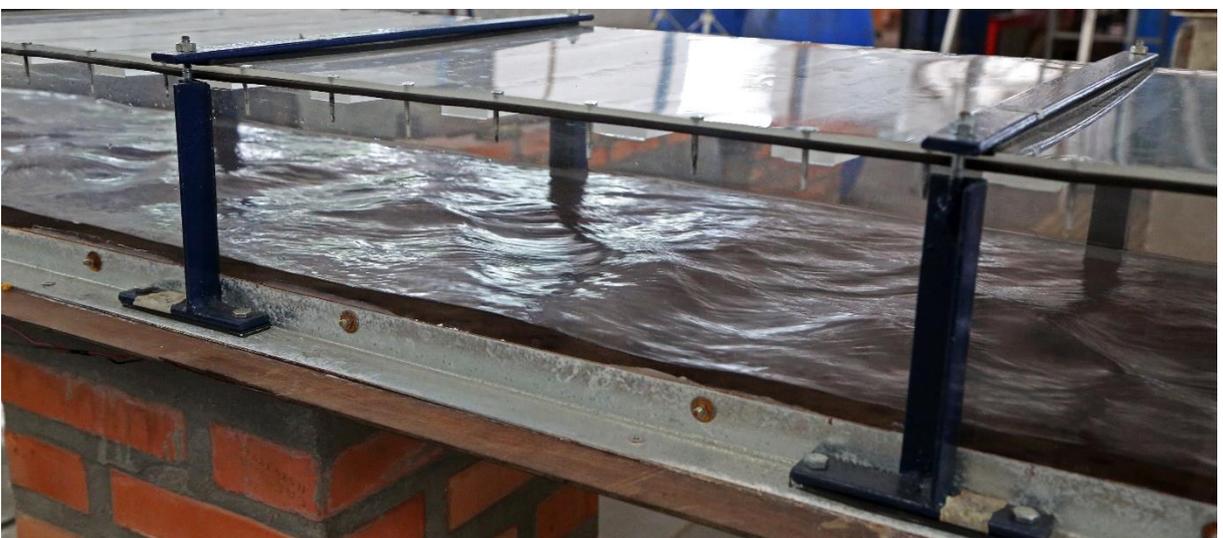
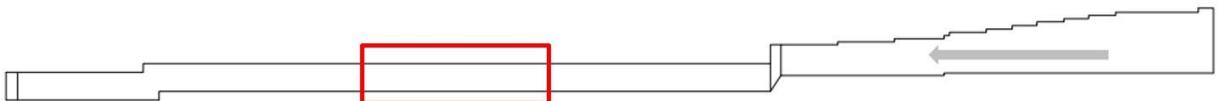


Foto: Richard Ducker

Esse estágio se encerra quando a onda de cheia atinge a posição mais à jusante do conduto (trecho 8 e ponto 9);

- **Enchimento do conduto de jusante para montante**

O enchimento do conduto tem início assim que a onda de cheia atinge o ponto 9. Inicialmente, verifica-se o aumento do nível de jusante para montante em todos os trechos à jusante do ponto 5 (vazão afluyente é maior do que a capacidade de esvaziamento do conduto). Em seguida, o aumento de nível é verificado no trecho 4, também de jusante para montante, até um ponto intermediário do conduto, onde se localiza a última onda de choque lateral bem definida.

A pressurização dos trechos à jusante do ponto 5 ocorre quando o nível d'água atinge a cobertura do conduto. Nesse momento, dois eventos destacam-se:

- formação de uma estrutura resultante da sobreposição de um ressalto hidráulico oscilante móvel às ondas de choque lateral, avançando de jusante para montante, conforme ilustrado na Figura 38 (b) e o avanço dessa estrutura condiciona a formação de estruturas compostas de picos e cavas intercalados no centro da seção transversal do conduto, que serão denominadas estrutura tipo crista de galo (Figura 38 (c));
- perturbação da superfície do escoamento, devido à (i) estabelecimento de estruturas tipo crista de galo após o avanço da estrutura descrita anteriormente (Figura 38 (c)) e (ii) formação de ondas senoidais que se propagam de jusante para montante, devido à colisão do escoamento com a estrutura superior do conduto no ponto 5 (Figura 38 (d)).

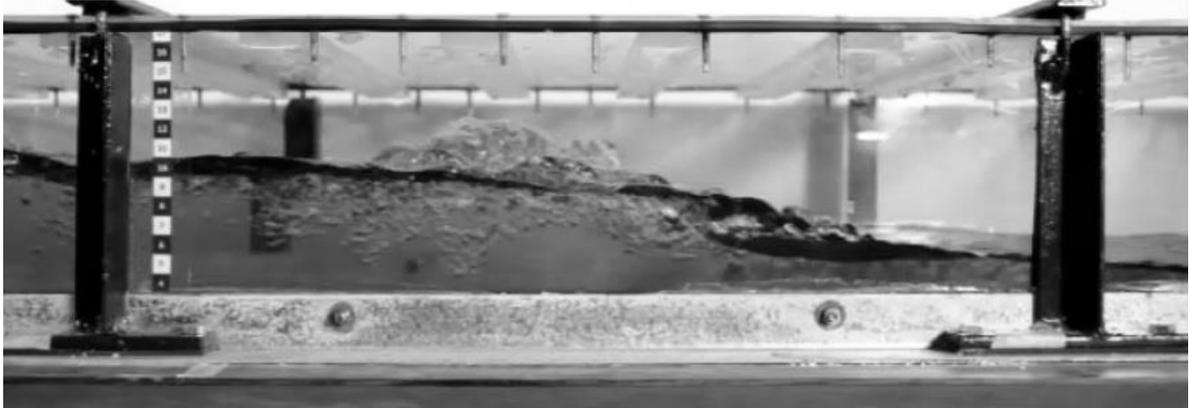
Observa-se, ainda, a sobreposição dos dois tipos de perturbações descritas, conforme Figura 38 (e).

Na medida em que essas ondas avançam, acabam por serem refletidas nos contornos sólidos. Assim, a partir de determinado momento, as ondas refletidas se sobrepõem às ondas originais (ondas senoidais e estruturas crista de galo), somando-se e, dependendo das condições de reflexão, formando clapotis (ondas estacionárias, em fase como a soma de duas ondas de sentidos opostos). A sobreposição dessas ondas pode, eventualmente, atenuar a amplitude das mesmas, promovendo a evacuação apropriada do ar e a pressurização gradual do conduto sem o aprisionamento dos bolsões de ar.

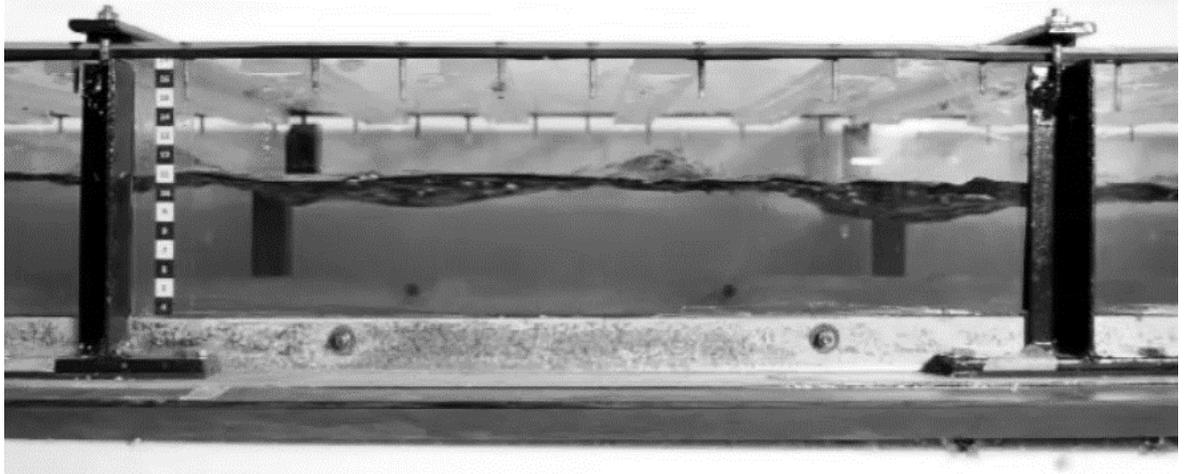
Figura 38. Ressalto hidráulico oscilante móvel associado às ondas de choque lateral.



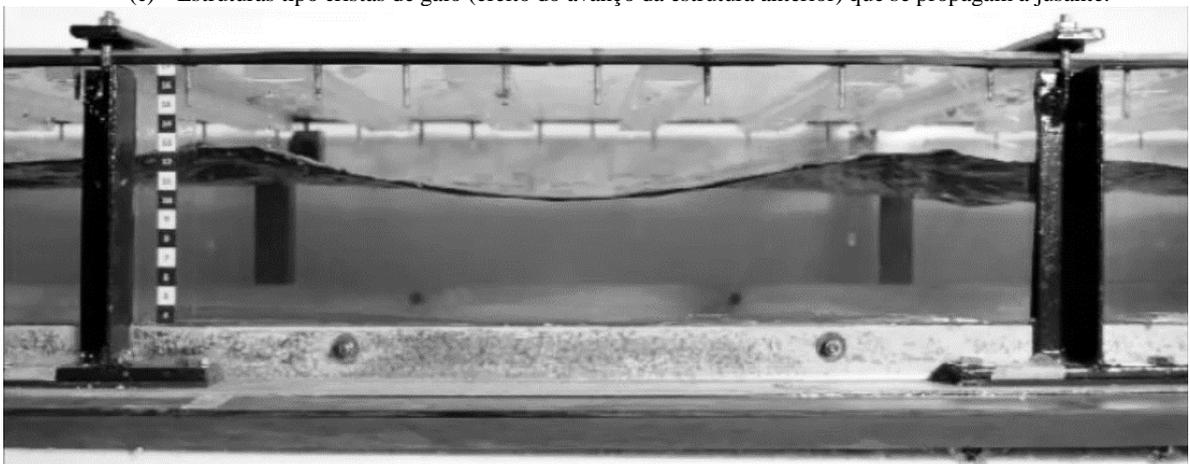
(a) Indicação do ponto de análise;



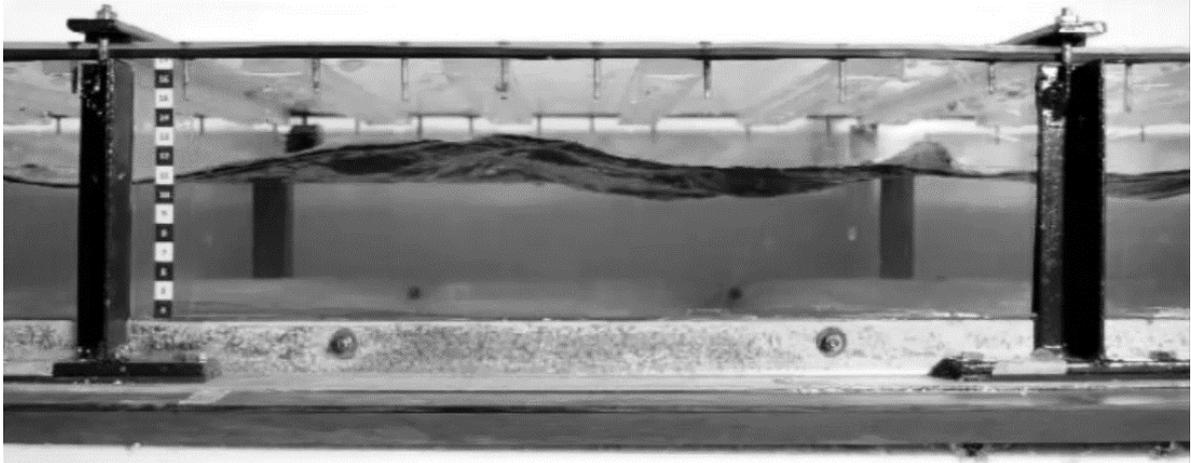
(b) Ressalto hidráulico oscilante móvel associado às ondas de choque lateral avançando de jusante para montante;



(c) Estruturas tipo cristas de galo (efeito do avanço da estrutura anterior) que se propagam a jusante.



(d) Ondas senoidais oriundas do contato entre a cobertura do conduto e o escoamento.



(d) Sobreposição das cristas de galo às ondas senoidais.

Fonte: a pesquisa.

O ressalto hidráulico móvel oscilante avança de jusante para montante, no trecho 4, até atingir a soleira da rampa localizada no ponto 3 (Figura 39).

Figura 39. Enchimento do conduto de jusante para montante.

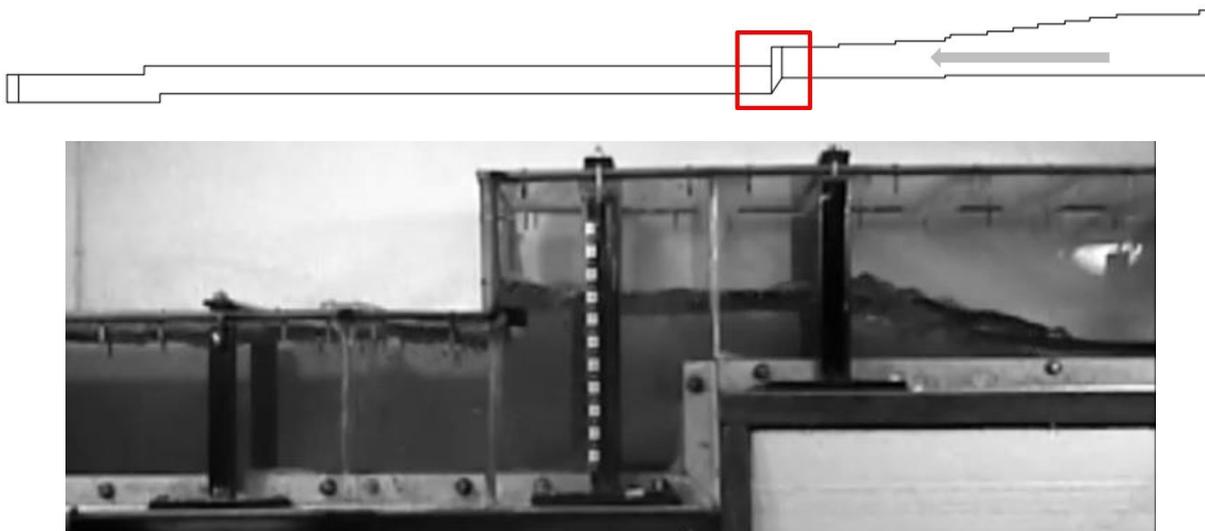


Fonte: a pesquisa.

Em seguida, o ressalto hidráulico avança pela rampa, como um ressalto afogado, proporcionando um enchimento gradual de todo o trecho 4. Nesse padrão, o enchimento do trecho 4 ocorre de uma maneira lenta (condição de esvaziamento é mais favorável, pois as três válvulas estão abertas), proporcionando maior tempo para a atenuação das perturbações, conforme o processo de sobreposição já explicitado.

Após a pressurização do trecho 4, o ressalto hidráulico oscilante móvel se reestabelece e avança de jusante para montante no trecho 2 (reservatório de detenção), conforme Figura 40.

Figura 40. Ressalto hidráulico oscilante móvel avançando no reservatório de detenção.



Fonte: a pesquisa.

O tempo necessário para que ocorra a pressurização do trecho 4, na altura do ponto 3, varia de 1'47" a 2'14", dependendo da vazão afluente inicial (e conseqüente nível da linha d'água a jusante) e do tempo de abertura das válvulas.

5.2.2 Padrão B – Enchimento do conduto com aprisionamento de bolsões de ar e pressurização *quasi-steady*

O padrão B é observado em 13 dos 33 ensaios realizados. Todos os ensaios que se enquadram nesse padrão foram realizados em condições de menor vazão de saída, ou seja, apenas com uma ou duas válvulas abertas. Esse padrão se caracteriza pelo aprisionamento e expulsão de bolsão de ar com a entrada em carga em um regime que se assemelha a uma situação de "*quasi-steady state*".

Assim como o padrão A, o padrão B também será descrito considerando dois estágios principais: avanço da onda de cheia de montante para jusante e enchimento do conduto de jusante para montante.

- **Avanço da onda de cheia de montante para jusante**

As condições iniciais para a linha de água são: o degrau grande (ponto 3) sempre estará desafogado e degrau pequeno (ponto 5) sempre estará afogado (parcial ou totalmente). Assim, um ressaltos hidráulico se forma em um ponto intermediário do trecho 4.

Os demais eventos que caracterizam o avanço da onda de cheia no padrão B são análogos àqueles já descritos para o padrão A.

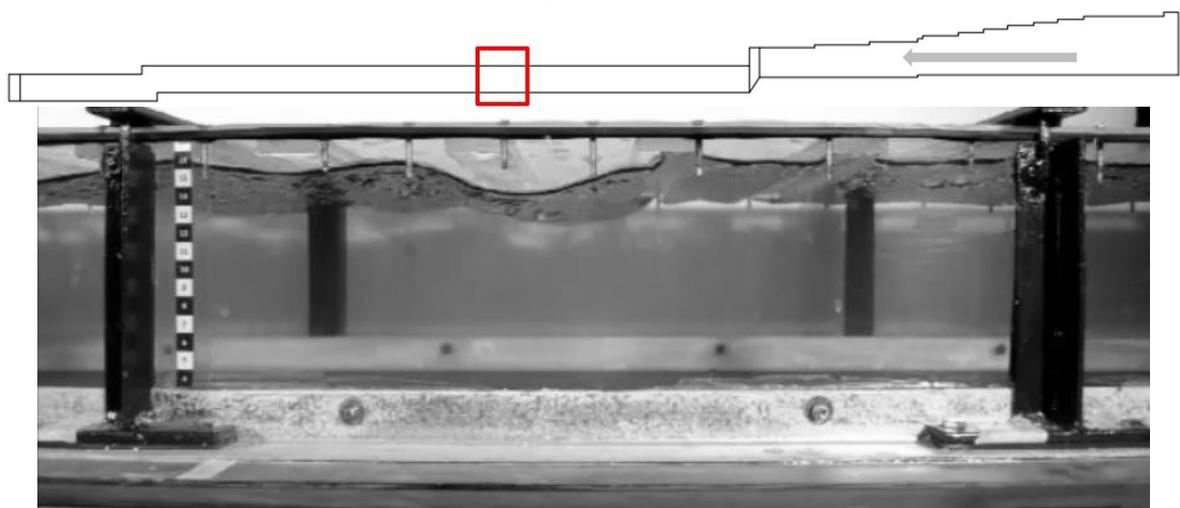
- **Enchimento do conduto de jusante para montante**

Os eventos que ocorrem durante o estágio de enchimento do conduto, no padrão B, são similares àqueles previamente descritos para o padrão A, à exceção do final do processo, notadamente depois que o ressalto hidráulico móvel atinge a soleira da rampa e passa a ser um ressalto afogado.

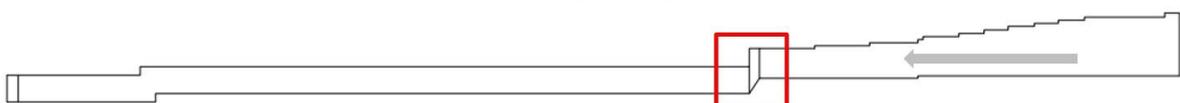
Como o padrão B representa situações de escoamento mais restritivas, o enchimento do trecho 4 ocorre mais rapidamente do que no padrão A. Dessa forma, as perturbações (ondas senoidais e estruturas tipo crista de galo) não são devidamente atenuadas (através do processo de sobreposição das ondas “originais” e de ondas refletidas). Assim, a maior amplitude dessas ondas permitirá o aprisionamento de ar nos cavados das ondas, quando as cristas atingirem a cobertura do conduto, contribuindo para a formação dos bolsões de ar.

Os bolsões de ar, por apresentarem uma densidade significativamente menor do que a densidade da água, ao se agrupar, formam correntes de densidade que se propagam na direção da maior altura, seguindo na direção inversa do fluxo da água. Os bolsões de ar podem ser aprisionados ao longo de todo o trecho 4, nas proximidades do ponto 3 ou mesmo bem à jusante desse, mas, durante todos os ensaios, notou-se a migração dos mesmos com velocidades significativas. A Figura 41 (a) mostra um bolsão aprisionado no final do trecho 4, movimentando-se de jusante para montante. A Figura 41 (b) mostra o momento em que o primeiro bolsão está prestes a atingir o ponto 3 e a Figura 41 (c) mostra a expulsão violenta de ar, quando o bolsão atinge o ponto 3.

Figura 41. Movimentação do bolsão de ar de jusante para montante e expulsão violenta no ponto 3.

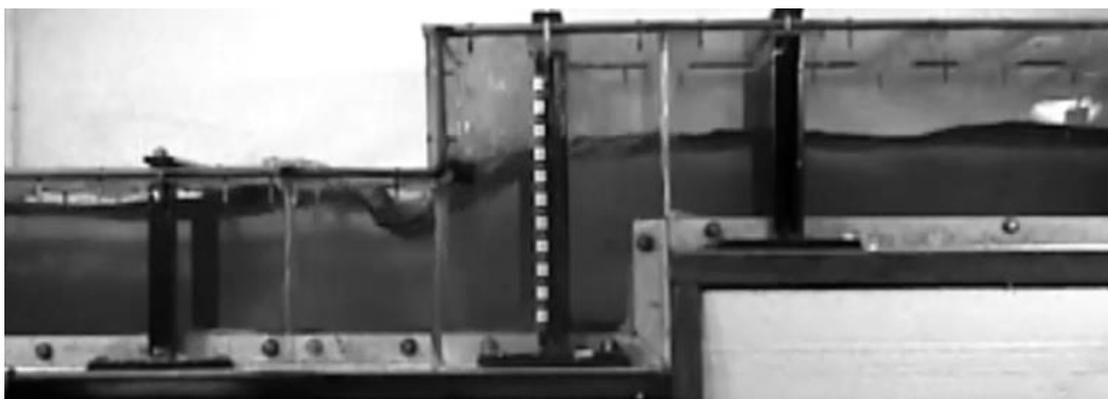


(a) Bolsão de ar avançando de jusante para montante





(b) Momento em que o primeiro bolsão de ar atinge o ponto 3.



(c) Expulsão violenta de bolsão de ar no ponto 3.

Fonte: a pesquisa.

O tempo necessário para que ocorra a pressurização do trecho 4, na altura do ponto 2, é menor do que no padrão A, variando entre 1'19" a 1'32".

5.2.3 Padrão C – Enchimento do conduto com aprisionamento de bolsões de ar e pressurização *unsteady*.

O padrão de enchimento com aprisionamento de bolsões de ar e pressurização *unsteady* foi observado em apenas 2 dos 33 ensaios realizados, porém, devido à aparente severidade dos seus efeitos sobre a estrutura do conduto, esse padrão é extremamente importante para o estudo do CFAC.

Nos dois ensaios realizados que resultaram neste padrão, somente uma das válvulas dos vertedores tipo poço estava aberta, ou seja, a condição nível de jusante era a mais alta e a vazão de saída, a mais baixa. Esse tipo de condição simula o caso em que o nível do corpo de água que recebe a descarga do CFAC está alto.

Esse padrão de escoamento, que nos ensaios foi obtido com uma vazão máxima bem inferior a que ocorreu no evento de chuva, em fevereiro de 2013, mostra que, mesmo com uma chuva com período de recorrência bem menor do que a ocorrida no evento, fortes instabilidades

e significativos esforços provenientes de Golpe de Aríete poderão comprometer a integridade estrutural do CFAC.

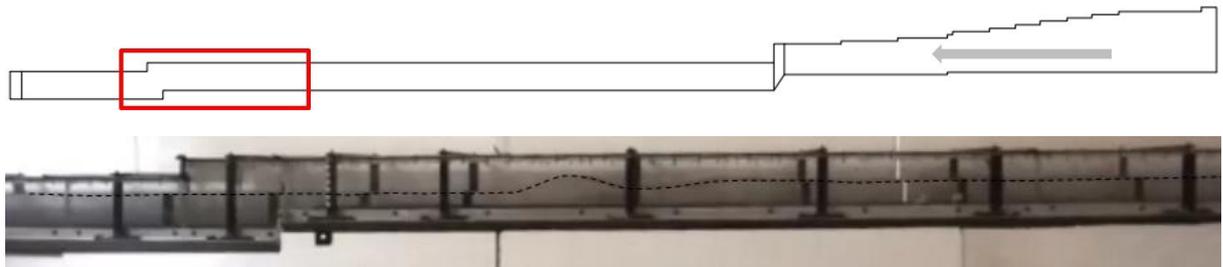
- **Avanço da onda de cheia de montante para jusante**

As condições iniciais para a linha d'água dos dois ensaios em que esse padrão foi observado são: degrau pequeno (ponto 5), totalmente submerso, e o degrau maior (ponto 3), parcialmente submerso, com o ressalto hidráulico afogado.

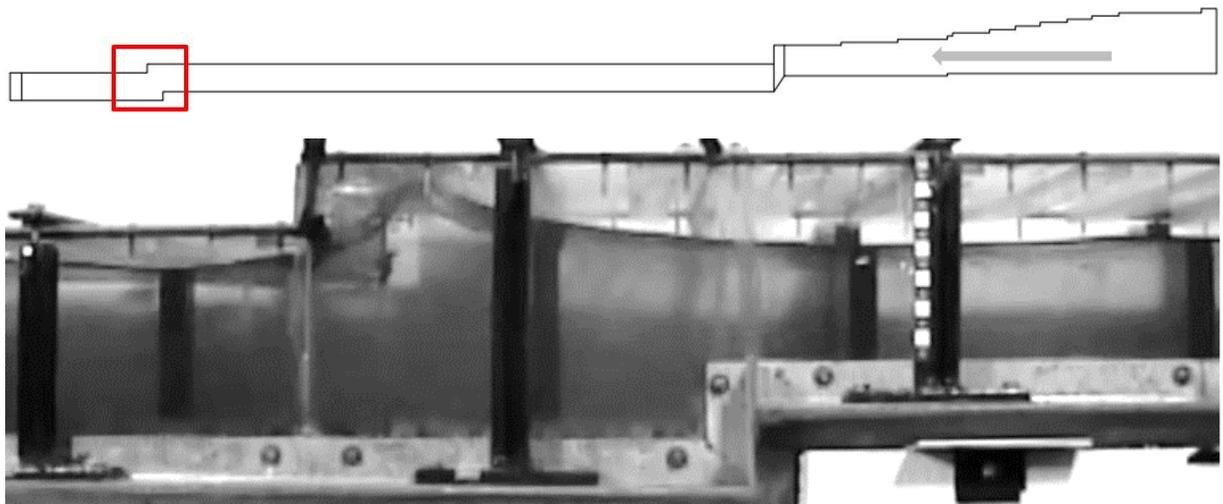
Na medida em que a onda de cheia avança, o ressalto hidráulico, afogado no degrau maior (ponto 3), é forçado a jusante, tornando-se um ressalto hidráulico oscilante móvel, e ondas de choque lateral se formam entre a soleira da rampa do degrau grande (ponto 3) e o ressalto hidráulico oscilante móvel.

A onda de cheia percorre a porção de jusante do trecho 4, conforme Figura 42 (a). Como o nível de água já é bastante alto, desde o início do ensaio, no momento em que a onda de cheia (já na forma de uma onda solitária) alcança o final do trecho 4, observa-se o violento choque entre a onda de cheia e a estrutura superior do conduto no degrau menor (ponto 5), ilustrado na Figura 42 (b), encerrando esse estágio.

Figura 42. Onda solitária (onda de cheia) avançando de montante para jusante.



(a) Onda de cheia avançando de montante para jusante.



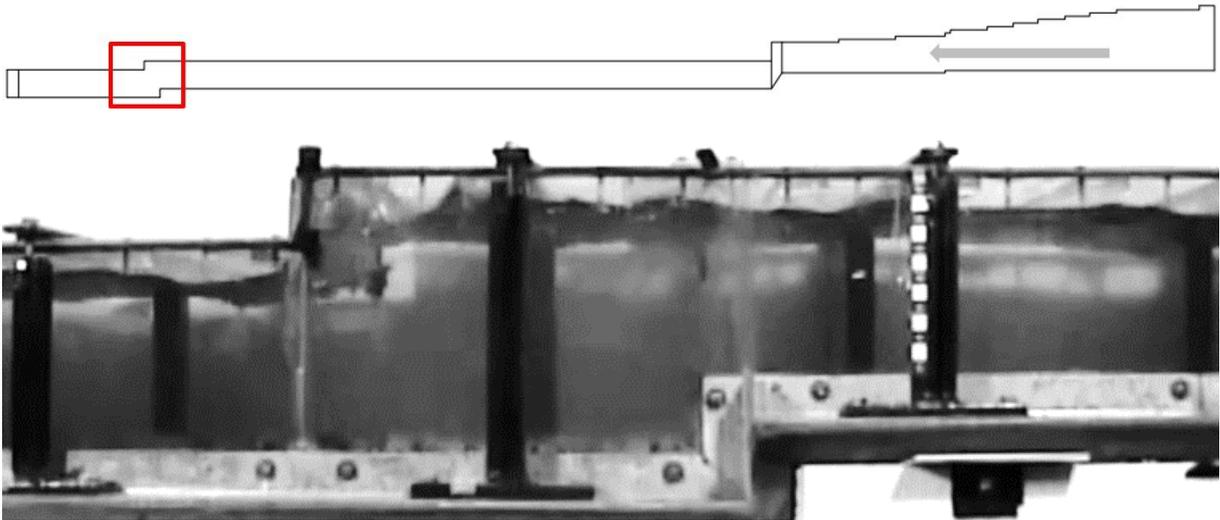
(b) Onda solitária atingindo o ponto 5.

Fonte: a pesquisa.

- **Enchimento do conduto de jusante para montante**

No momento em que a onda de cheia colide com a estrutura superior do conduto no ponto 5, todos os pontos e seções a jusante desse ponto (isto é, trecho 6 e 8 e pontos 7 e 9) experimentam uma rápida pressurização e bolsões de ar são violentamente expulsos no ponto 5, conforme Figura 43.

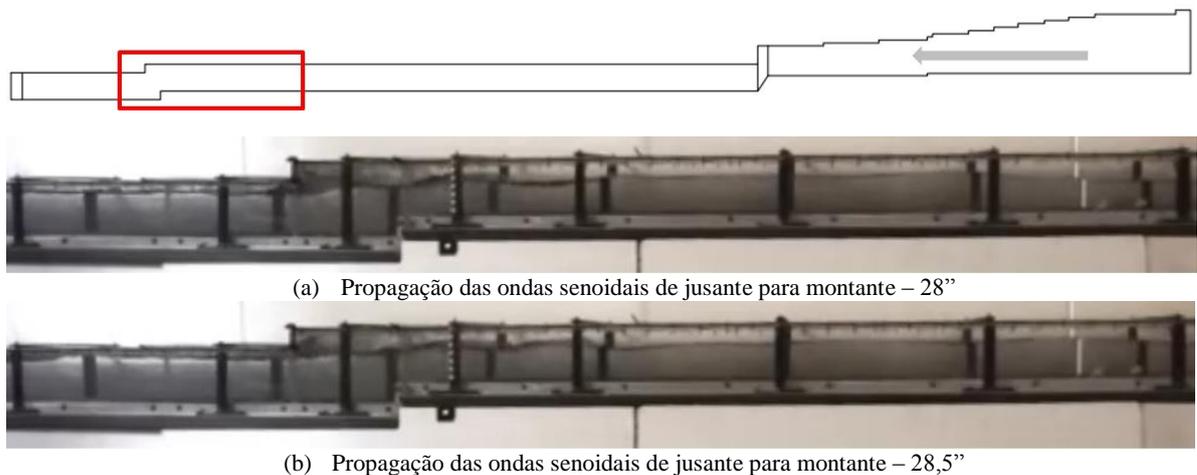
Figura 43. Expulsão de bolsão de ar aprisionado a jusante do ponto 5.



Fonte: a pesquisa.

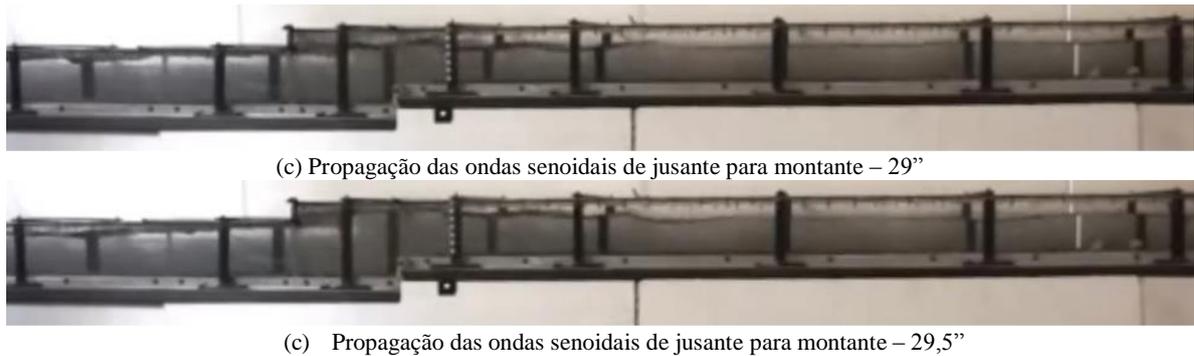
Observa-se a propagação de ondas senoidais de jusante para montante, ao longo do trecho 4, conforme evolução temporal apresentada na Figura 44, como efeito, tanto da colisão da onda de cheia com a superfície superior (e posterior contato do escoamento com essa estrutura) quanto da expulsão de bolsões de ar.

Figura 44. Propagação das ondas senoidais de jusante para montante



(a) Propagação das ondas senoidais de jusante para montante – 28''

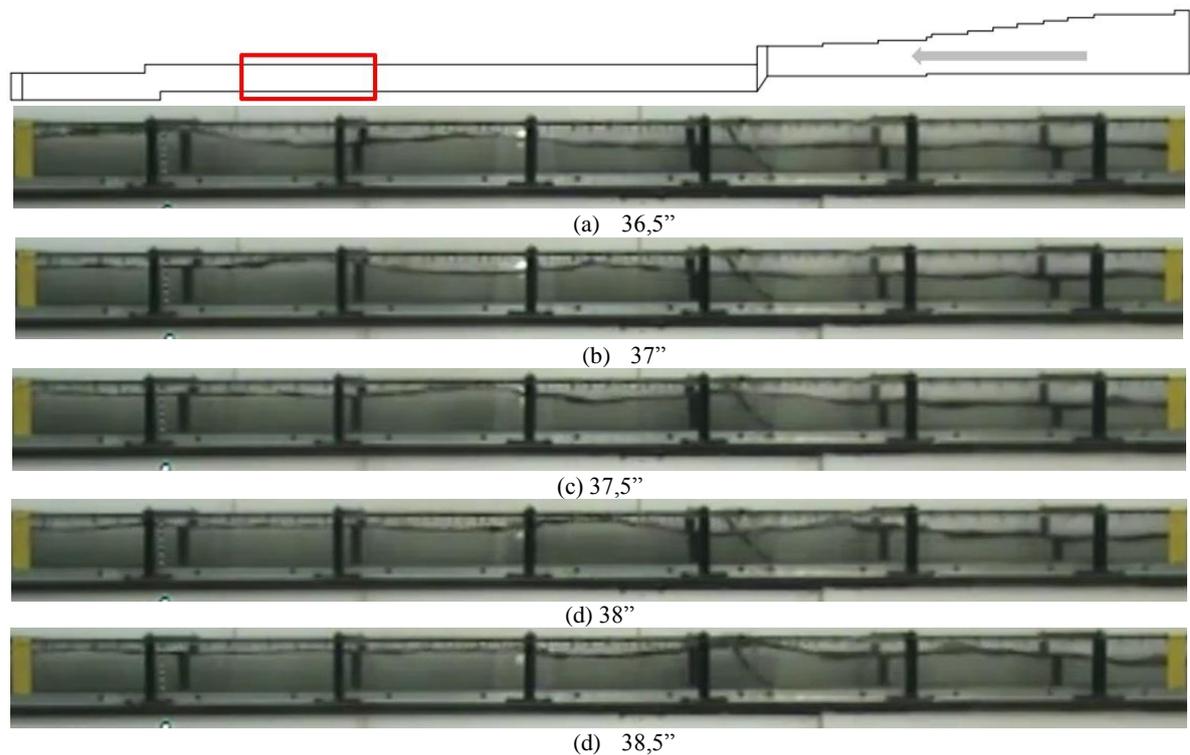
(b) Propagação das ondas senoidais de jusante para montante – 28,5''



Fonte: a pesquisa.

Ao se propagarem, essas ondas senoidais apresentam amplitude tal que, tocando a cobertura superior do conduto, pressurizam a estrutura e aprisionam o ar. A Figura 45 apresenta a evolução temporal dessa onda senoidal que toca a cobertura do conduto.

Figura 45. Propagação da onda senoidal tocando a cobertura do conduto.

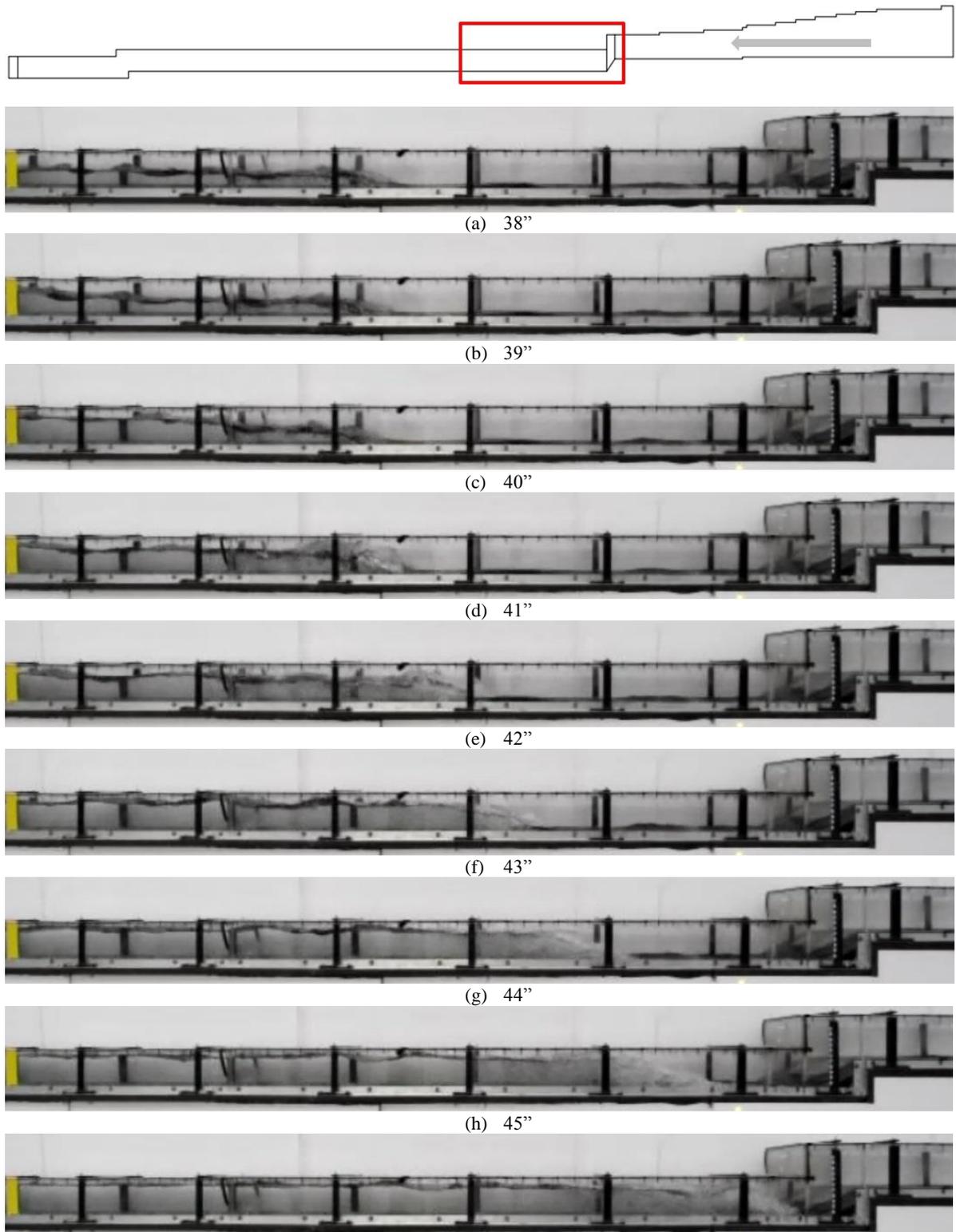


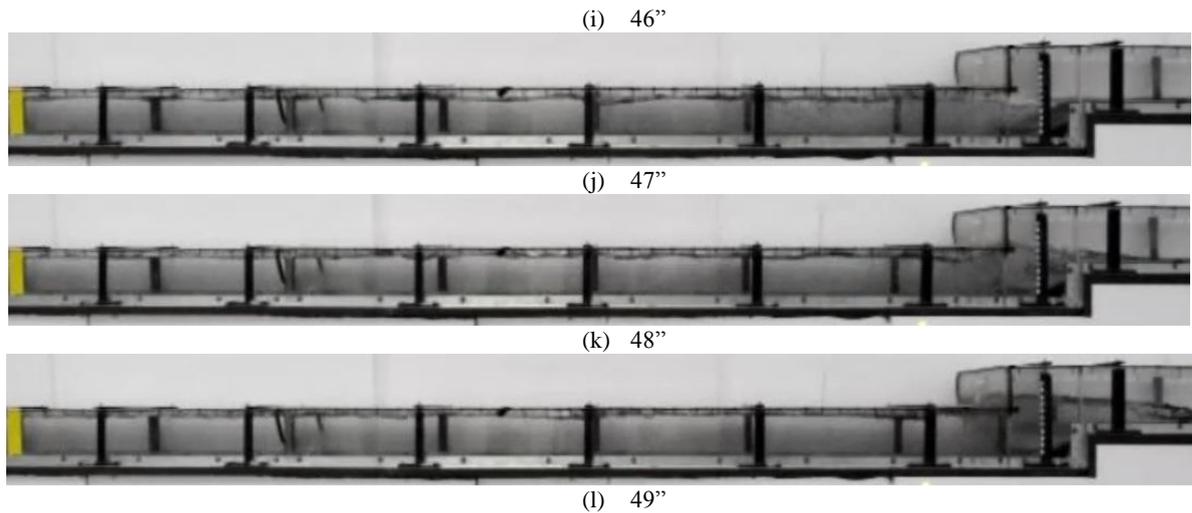
Fonte: a pesquisa.

Na Figura 46 (a), visualiza-se o ressalto hidráulico oscilante móvel que foi deslocado para jusante durante a passagem da onda de cheia. A sequência temporal das Figura 46 (b), (c) e (d) apresenta o encontro entre o ressalto hidráulico oscilante móvel (avancando de montante para jusante) com as ondas senoidais descritas anteriormente (avancando de jusante para montante). No instante em que essas duas instabilidades se encontram, um ressalto hidráulico oscilante móvel com uma crista central bem definida se forma e começa a avançar de jusante

para montante, fazendo com que o nível da água se eleve em aproximadamente 10 cm. Ao atingir o ponto 3, o ressalto hidráulico avança rapidamente pela rampa, fazendo com que o trecho 4 fique totalmente pressurizado. As Figura 46 (e) – (k) ilustram o processo de avanço descrito.

Figura 46. Enchimento da seção de montante do trecho 4.





Fonte: a pesquisa.

Na Figura 46 (l), visualiza-se o reestabelecimento do ressalto hidráulico oscilante móvel do trecho 2.

Bolsões de ar que avançam de jusante para montante, após a pressurização do trecho 4, são observados na Figura 47.

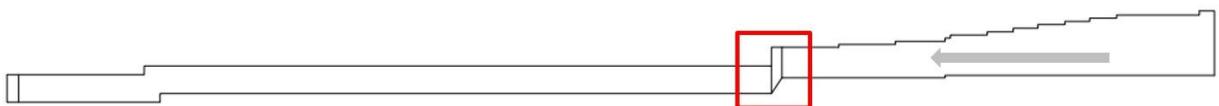
Figura 47. Bolsões de ar deslocando-se de jusante para montante ao longo do trecho 4.

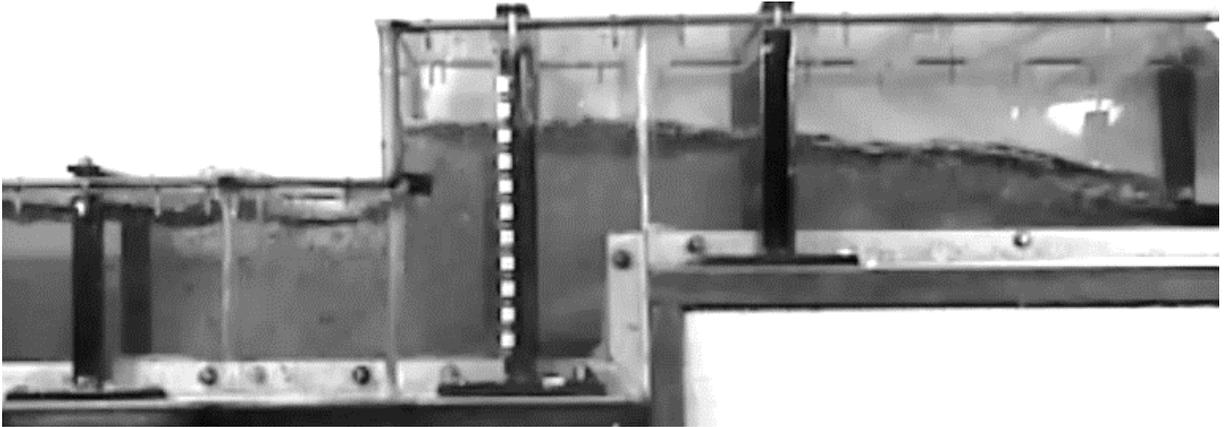


Fonte: a pesquisa.

Instantes após a pressurização do ponto 3, bolsões de ar se deslocam com alta velocidade de jusante para montante, ao longo do trecho 4, até serem expulsos violentamente no ponto 3. A Figura 48 representa o momento da expulsão de bolsões de ar no ponto 3.

Figura 48. Bolsão de ar prestes a ser expulso no ponto 3.





Fonte: a pesquisa.

O tempo necessário para o trecho 4 pressurizar por completo varia entre 38'' e 41'', conforme o tempo de abertura das válvulas.

6 DISCUSSÃO

Os resultados desse estudo serão discutidos em dois momentos: discussão do modelo e discussão dos resultados do modelo.

6.1 Discussão do modelo reduzido do CFAC

A análise dos modelos físicos empregados em estudos experimentais similares ao desenvolvido neste trabalho permite o estabelecimento de algumas considerações.

Boa parte dos esforços realizados na execução deste estudo foram empregados na concepção e construção de um modelo de detalhe de trechos *sui generis* do Conduto Forçado Álvaro Chaves. As instalações experimentais utilizadas em trabalhos prévios reproduzem elementos simplificados de sistemas de drenagem urbana, especialmente poços de visita e condutos de seção transversal circular constante, não sendo propriamente modelos físicos em escala reduzida de sistemas de drenagem urbana reais. Apenas o trabalho de Vasconcelos e Wright (2005) apresenta um modelo que reproduz uma parte de um sistema de drenagem urbana instalado na cidade norte-americana de Chicago em uma escala de redução geométrica de 1:50. Nesse sentido, o fator de escala de 1:15 aqui adotado mostra-se adequado e consistente com fatores de escala empregados em trabalhos similares.

O modelo do CFAC reproduz uma série de estruturas singulares, como mudança de direção em ângulos vivos, desníveis geométricos, contração da largura sem a devida concordância, galeria com duas células em curva de 90° com raio de curvatura inadequado e declividades excessivas que não são encontradas nos modelos descritos na literatura. Em situações reais, estruturas singulares estão presentes em sistemas de drenagem urbana, pois os condutos apresentam comprimentos muito longos (da ordem do quilômetro) e normalmente devem acompanhar o traçado urbano e a declividade das ruas.

O controle do escoamento no modelo CFAC é realizado, tanto por montante, através da propagação de um hidrograma, quanto por jusante, através da configuração de abertura de válvulas. Dessa forma, se reproduz o processo de enchimento e pressurização de um conduto de drenagem urbana de uma forma mais representativa da realidade física do fenômeno, ou seja, através da propagação do hidrograma de um evento chuvoso e não através da parada repentina de uma bomba. Os ensaios evidenciam que, conforme as sucessões de vazões, desenvolvem-se diferentes instabilidades hidráulicas, que, na sua superposição, criam novas situações de escoamento.

A condição inicial dos ensaios realizados nesse estudo é caracterizada pelo escoamento em regime permanente, que pode bem representar a situação do escoamento no protótipo durante eventos chuvosos pouco intensos. Em seguida, impunha-se uma condição de escoamento não permanente, através da propagação do hidrograma. O resultado disso é o estabelecimento e manifestação de instabilidades hidráulicas (apresentadas nos resultados e discutidas em seguida) que, nos trabalhos anteriormente citados, são observadas apenas por meio da imposição de condições iniciais por vezes “não naturais” ou extremas. Os ensaios realizados, no trabalho de Vasconcelos (2005), sobre movimentação de bolsões de ar em condutos iniciavam-se com a água em repouso e os bolsões de ar eram aprisionados através do ar insuflado para o interior do conduto. O escoamento da água e a movimentação do bolsão de ar ocorriam após a abertura repentina de um registro gaveta. Nos ensaios de Zhou et al. (2002), verificam-se pressões extremamente elevadas, impostas no tanque de pressão de montante da instalação experimental, e o ensaio era iniciado com a abertura repentina de um registro. Neste trabalho, as instabilidades hidráulicas estabeleceram-se por meio da realização de um procedimento experimental condizente com a realidade física do fenômeno investigado, ou seja, o escoamento em condutos fechados de sistemas de drenagem urbana. Não se recorreu aos artificialismos e nem à “tortura do modelo”¹⁰ para a obtenção das informações pertinentes ao estudo.

6.2 Discussão dos resultados dos ensaios

A cuidadosa análise das imagens em vídeo, registradas durante os ensaios, permitiu o estabelecimento de três padrões de enchimento do CFAC, denominados:

- Padrão A – Enchimento do conduto sem aprisionamento de bolsões de ar e pressurização *quasi-steady*;
- Padrão B – Enchimento do conduto com aprisionamento de bolsões de ar e pressurização *quasi-steady*;
- Padrão C – Enchimento do conduto com aprisionamento de bolsões de ar e pressurização *unsteady*.

Ressalta-se que os resultados aqui apresentados não esgotam as possibilidades de comportamento hidráulico do conduto e são representativas apenas dos cenários ensaiados.

¹⁰ Torturar o modelo significa obter, artificialmente, respostas do escoamento que, naturalmente, não seriam obtidas pela “vontade” e “verdade” do modelo.

Adotaram-se dois critérios para classificar os padrões de enchimento: o aprisionamento e expulsão violenta de bolsões de ar e o modo como ocorria a pressurização do conduto. A escolha do aprisionamento e expulsão violenta de bolsões de ar como critério de classificação justifica-se pelo fato de que esse é o fenômeno mais evidente e severo verificado durante os ensaios.

Na maioria dos ensaios realizados, a pressurização do conduto ocorreu de forma gradual, de jusante para montante, e foi denominada pressurização *quasi-steady*. Essa forma de pressurização do conduto é característica dos padrões A e B. Regimes modelados, como *quasi-steady*, simulam alterações das condições hidráulicas de um sistema através do encadeamento de uma série de regimes permanentes (FILION e KARNEY, 2002). O padrão C apresentou pressurização distinta, denominada de pressurização *unsteady*, uma vez que apresentou um caráter fortemente não-permanente. A distinção de dois processos de pressurização de condutos fechados submetidos às condições transientes são consistentes com as observações experimentais de Hamam e McCorquodale (1982) e Cardle et al. (1989).

Nos padrões A e B, o processo de enchimento do trecho 4 do conduto se dá a partir do avanço de um ressalto hidráulico oscilante móvel (de jusante para montante) e pelo enchimento gradual desse trecho. A transição entre o regime supercrítico para o regime subcrítico, por meio de um ressalto hidráulico móvel, é uma das instabilidades hidráulicas apresentadas por Yen (1978) e foi investigada experimental e numericamente por Capart et al. (1997).

Além dos mecanismos de aprisionamento de ar previamente descritos na literatura (HAMAM e MCCORQUODALE (1982), LI e MCCORQUODALE (1999) e VASCONCELOS e WRIGHT (2005)), verificou-se que o choque e o contato do escoamento com a estrutura superior do conduto (sobretudo no ponto 5) é um fator de grande importância para o aprisionamento de bolsões de ar, pois condiciona fortes perturbações na superfície do escoamento (ondas senoidais com amplitude capaz de alcançar a cobertura do conduto).

Os padrões de escoamento bifásico foram apresentados no Quadro 1. Durante os ensaios, verificou-se o estabelecimento de diversos desses padrões, notadamente: escoamento tipo estratificado, escoamento tipo onda e escoamento tipo slug. O escoamento tipo bolha e o escoamento tipo plug (sua conseqüente evolução) são igualmente possíveis de serem observados no modelo e, supostamente, também no protótipo. Considerando as observações realizadas até o momento, acredita-se que dificilmente ocorram os padrões de escoamento tipo anular e spray no modelo ou em condutos de drenagem urbana. Acrescenta-se, ainda, um padrão de escoamento bifásico representativo de situações em que ocorra o rompimento de coluna, constituído de água e vapor de água (no lugar do ar atmosférico).

Ondas de choque lateral, ou ondas de Mach, estabelecem-se a partir do contato do escoamento supercrítico com os contornos sólidos do conduto. Os contornos retardam o fluido das proximidades e condicionam o estabelecimento de condições críticas nesses locais, antes do centro do canal (CHANSON e MONTES (1995)). No presente estudo, as ondas de choque lateral são condicionadas, tanto pelo simples contato do escoamento supercrítico com os contornos do conduto ao longo de seu comprimento quanto e, de maneira bem evidente, pela singularidade presente no ponto 3 (contração lateral sem concordância e desnível geométrico em rampa), mesmo em regime permanente. Na medida em que o processo de enchimento do conduto ocorre, verifica-se a sobreposição das ondas de choque lateral com o ressalto hidráulico oscilante móvel, que avança de jusante para montante. Dessa forma, nos ensaios, visualizam-se claramente os ressaltos hidráulicos oscilantes dos tipos B, C e D, descritos por Chanson (1995) e Chanson e Montes (1995)).

7 CONCLUSÕES

As observações do modelo reduzido do Conduto Forçado Álvaro Chaves permitiram o estabelecimento das conclusões apresentadas a seguir.

Além de algumas das instabilidades hidráulicas, em sistemas de drenagem urbana, descritas por Yen (1978), observou-se o estabelecimento de outras, resultantes da interação entre o escoamento (sobretudo em regime supercrítico) e as **singularidades** características da geometria não convencional do CFAC. Nos estudos experimentais relatados na revisão bibliográfica, realizados com geometria simplificada (conduto conectando poços de vista), a influência das singularidades não era avaliada e talvez nem mesmo percebida.

Uma das singularidades que causa efeitos significativos no escoamento é a contração lateral com desnível geométrico em rampa, feita sem a concordância e o alinhamento necessários (ponto 3), uma vez que influencia fortemente a formação das ondas de choque lateral. Essas ondas de choque lateral se estabelecem para jusante da soleira da rampa do ponto 3 e podem se estender por quase todo o comprimento do trecho 4 (dependendo das condições iniciais e de contorno), influenciando o escoamento tanto em regime permanente quanto em regime não-permanente. 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 ao ressalto hidráulico oscilante móvel (característica básica da transição entre os regimes supercrítico-subcrítico) originando a instabilidade hidráulica atípica, apresentada na Figura 35.

O avanço desse ressalto hidráulico oscilante móvel (tipos B, C e D, segundo a classificação apresentada em Chanson (1995) e Chanson e Montes (1995)) proporciona a propagação das estruturas tipo crista de galo para jusante, perturbando fortemente a superfície do escoamento e possibilitando o aprisionamento de bolsões de ar. Para avaliar corretamente o real efeito na singularidade do ponto 3 (contração lateral e desnível geométrico em rampa), na formação das ondas de choque lateral, é necessário que se investiguem, separadamente, os efeitos da contração lateral e do desnível geométrico em rampa em um modelo específico para esse fim.

O degrau localizado na cobertura do conduto, no ponto 5, é outra singularidade que impõe restrições ao escoamento, resultando em grandes perturbações na superfície. Caso o enchimento e pressurização dos trechos à jusante do ponto 5 ocorram de forma quasi-steady

(Padrão A e B), o contato do escoamento com esse degrau condiciona o estabelecimento de ondas senoidais que se propagam de jusante para montante.

Um dos eventos mais marcantes observado no Padrão C é o choque da onda de cheia (na forma de uma onda solitária) com esse degrau na cobertura do conduto, conforme Figura 42 (b). Já nesse instante, verifica-se a reflexão dessa onda e, após o enchimento e pressurização dos trechos de jusante, observam-se as ondas senoidais descritas anteriormente. Assim, em qualquer um dos padrões de enchimento do conduto, o contato do escoamento com essa singularidade resulta em grandes perturbações na superfície e a possibilidade de aprisionamento dos bolsões de ar.

Observou-se que, a sobreposição das ondas, senoidais e estruturas tipo crista de galo, as ondas refletidas nas extremidades podem gerar clapotis. Verifica-se o aumento da amplitude das ondas, quando os clapotis são gerados, e uma atenuação da amplitude, quando há a sobreposição de ondas defasadas.

A observação do escoamento, no modelo reduzido do CFAC, tornou evidente a influência das singularidades no estabelecimento e sobreposição das instabilidades hidráulicas. Para esgotar todas as possibilidades de influências das singularidades, será necessária a elaboração de um plano de trabalho complementar ao aqui desenvolvido, a ser realizado na mesma instalação, considerando distintos cenários de condições iniciais e de contorno. As duas entradas no reservatório de detenção (entrada em curva da rua Mata Bacelar e a entrada com declividade excessiva da Av. Coronel Bordini), e a mudança de direção com redução da seção transversal (localizada no encontro das avenidas Coronel Bordini e Cristóvão Colombo) poderão ser melhor analisadas, tanto com uma maior extensão do modelo no trecho da Av. Cristóvão Colombo como com ensaios com vazões mais altas, implicando algumas modificações na instalação física. Os efeitos na redução da vazão e aumento da perda de carga, devido às vigas colocadas ao longo da cobertura, ainda não foram devidamente avaliados.

O efeito mais evidente da perturbação da superfície do escoamento é o aprisionamento de quantidades apreciáveis de ar na forma de bolsões. Na maior parte dos ensaios, os bolsões foram aprisionados em distintos pontos, ao longo do trecho 4, e, em alguns ensaios, bolsões de ar também foram aprisionados nos trechos à jusante do ponto 5. Os bolsões de ar deslocaram-se com velocidades significativas, desde o ponto onde foram aprisionados até o ponto 3, onde foram violentamente expulsos no degrau localizado na cobertura acima da rampa. No que diz respeito à velocidade de deslocamento dos bolsões, Baines (1991) destaca que o movimento dos mesmos pode ser interpretado como o deslocamento de uma corrente de densidade e indica

que a velocidade desses bolsões pode ser estimada por \sqrt{gH} . Entretanto, velocidades de deslocamento superiores a essa foram percebidas durante os ensaios, mas ainda não foram devidamente quantificadas. Notadamente, a velocidade de propagação dos bolsões de ar, mesmo estando em contracorrente, tem uma grandeza maior do que qualquer outra perturbação de propagação gravitacional.

Muitos trabalhos relatados na literatura relacionam a expulsão violenta de bolsões de ar, em condutos de drenagem urbana, a transientes de pressão do tipo Golpe de Aríete. Os resultados obtidos até aqui sugerem que, com o aumento das vazões sejam gerados graves cenários para a formação do Golpe de Aríete no modelo do CFAC. Durante os ensaios, foram verificados os elementos que condicionam o estabelecimento do Golpe de Aríete, tais como transição entre o escoamento à superfície livre e o escoamento pressurizado e aprisionamento, movimentação e expulsão de bolsões de ar. Entretanto, o Golpe de Aríete não foi objeto das análises deste trabalho pois o modelo ainda não foi devidamente instrumentado para a análise quantitativa de transientes de pressão. Para a devida análise desse fenômeno, é necessário o estabelecimento de um plano de ensaios quantitativo e sistemático, capaz de avaliar variações instantâneas de pressão. Nesse sentido, a literatura (HAMAM e MCCORQUODALE (1982) e HAGER (2010)) destaca os efeitos do escoamento bifásico, de acordo com o padrão de escoamento que se desenvolve, na estimativa da celeridade da onda de pressão e na consequente estimativa da magnitude de sobrepressões.

Um dos produtos desse estudo foi a identificação de três padrões de enchimento e pressurização do conduto, descritos brevemente a seguir:

- Padrão A – Enchimento do conduto sem aprisionamento de bolsões de ar e pressurização *quasi-steady*: observado em ensaios em que as condições de escoamento são mais favoráveis, resultando nos menores níveis iniciais de água, no interior do conduto, dada uma vazão afluyente. Esse padrão pode estar associado às situações em que o nível do Rio Guaíba está mais baixo, permitindo maior capacidade de escoamento do sistema;
- Padrão B – Enchimento do conduto com aprisionamento de bolsões de ar e pressurização *quasi-steady*: estabelece-se mediante condições de escoamento um pouco mais restritivas do que no Padrão A, resultando em maiores níveis iniciais para as mesmas vazões afluyentes. Situações em que o nível do Rio Guaíba encontra-se mais elevado podem ser associadas a esse padrão;

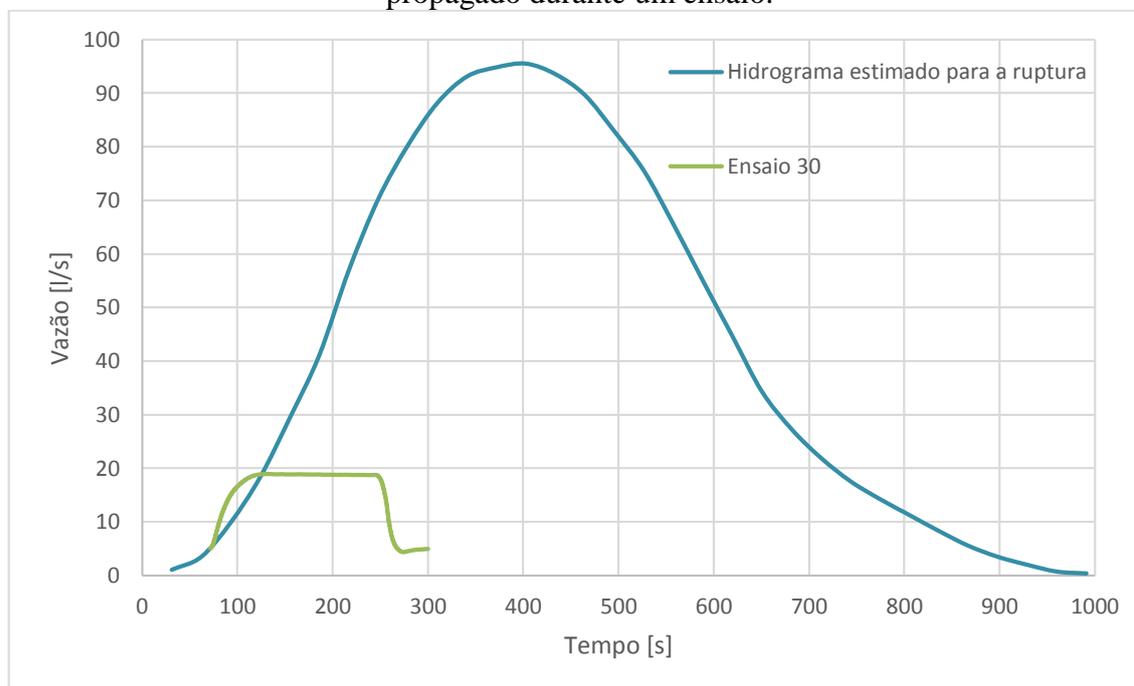
- Padrão C – Enchimento do conduto com aprisionamento de bolsões de ar e pressurização *unsteady*: as condições de escoamento mais adversas condicionam o estabelecimento do Padrão C e resultam em altos níveis iniciais, mesmo para vazões iniciais bastante baixas. Esse padrão representa as condições mais extremas ensaiadas, seja em relação aos níveis do Rio Guaíba associados, seja em relação à severidade das consequências observadas.

A partir da descrição sobre os padrões de enchimento apresentada, percebe-se que a variável determinante para o reconhecimento dos padrões de enchimento é o nível de jusante gerado por diferentes condições de abertura das válvulas dos vertedores tipo poço localizados na extremidade de jusante do modelo. Os efeitos observados tornaram-se mais severos, na medida em que as condições de escoamento ficaram mais restritivas. Essas observações do modelo do CFAC sugerem que o comportamento hidráulico do CFAC depende fortemente das condições e níveis do Rio Guaíba e, em menor escala, das vazões afluentes. Vale lembrar que a área da bacia hidrográfica do Rio Guaíba é várias ordens de grandeza superior à área de drenagem do CFAC e seu comportamento é completamente independente das vazões do CFAC. Assim sendo, o comportamento hidráulico do CFAC é definido por uma variável aleatória e externa ao próprio sistema. Evidencia-se, dessa forma, que o escoamento no CFAC é afetado pelas condições hidráulicas, tanto da extremidade de montante quanto de jusante, como bem destacam Yen e Pansic (1980). Na tentativa de elucidar a complexidade do comportamento hidráulico do CFAC, três exemplos extremos serão brevemente comentados. Há a possibilidade de, mesmo uma chuva consideravelmente forte ser bem escoada no CFAC, caso o nível do Rio Guaíba encontre-se baixo. Contudo se o nível do Rio Guaíba estiver alto, até uma chuva correspondente a um período de retorno pequeno pode causar sérios transtornos. Finalmente, o cenário mais severo está relacionado à possibilidade de ocorrência de uma chuva extrema em uma época em que o nível do Rio Guaíba esteja elevado.

Os ensaios conduzidos até o momento apresentam limitações em relação às vazões de alimentação. Apesar disso, os resultados mostram a instabilidade global do sistema e o risco iminente de colapso estrutural a que o mesmo está exposto, dada a sucessão de instabilidades hidráulicas que se estabelecem em qualquer um dos padrões de enchimento. Algumas modificações que estão sendo introduzidas no modelo permitem a simulação de condições que, salvo melhor juízo, consideram-se mais deletérias para a estrutura física do CFAC. Essa limitação está sendo contornada com a instalação de um reservatório de nível constante de 5m^3 (o anterior é de cerca de $0,5\text{m}^3$). A Figura 49 compara o hidrograma estimado para o evento de

ruptura (reduzido para a escala de vazões do modelo através do critério de semelhança de Froude) com o hidrograma propagado no modelo durante o ensaio 30. Nota-se que a vazão de pico propagada, durante os ensaios, é cerca de 1/5 da vazão estimada para o evento de ruptura.

Figura 49. Comparação entre o hidrograma estimado para o evento da ruptura e o hidrograma propagado durante um ensaio.



O procedimento experimental baseou-se na propagação do hidrograma no modelo do CFAC com diferentes condições de escoamento. Não foram impostas condições de contorno e iniciais extremas e nem se recorreu à “tortura do modelo”, através de fechamento bruscos, por exemplo.

Todas as observações no modelo do CFAC induzem, claramente, a fenômenos com características bidimensionais e tridimensionais. Logo, restringir a complexidade desses fenômenos a abordagens unidimensionais, tal como os Modelos da Fenda de Preismann, levam, necessariamente, a erros e à não-representação dos mesmos.

Muitos dos fenômenos e das instabilidades hidráulicas observadas no modelo reduzido do CFAC, notadamente escoamentos ar-água, escoamentos supercríticos e a transição entre o escoamento à superfície livre e o escoamento pressurizado, constituem temas extremamente pertinentes à pesquisa em estruturas hidráulicas no futuro (HAGER E BOES, 2014).

Finalmente, os objetivos propostos inicialmente para este trabalho, segundo o julgamento da pesquisadora, foram atingidos com êxito. Além disso, o surgimento de conclusões, como a importância da interação das singularidades e o escoamento, e de ideias,

como a abordagem preventiva para a pesquisa em hidráulica de sistemas de drenagem urbana, mostraram-se extremamente pertinentes e, possivelmente, ditarão os rumos das pesquisas futuras.

8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALBERTSON, M.; ANDREWS, J. Transients Caused by Air Release. In: TULLIS, J. **Control of Flow in Closed Conduits**. Fort Collins: [s.n.], 1971.
- BAINES, W. D. Air cavities as gravity currents on slope. **Journal of Hydraulic Engineering**, 115, 1991. 1600-1615.
- BENJAMIN, T. B. Gravity Currents and related phenomena. **Journal of Fluid Mechanics**, 31, 1968. 209-248.
- BOUSSO, S.; DAYNOU, M.; FUAMBA, M. Numerical modelling of mixed flows in storm water systems: critical review of literature. **Journal of Hydraulic Engineering**, Abril 2013. 385 - 396.
- BURTON, L. H.; NELSON, D. F. Surge and air entrainment in pipelines. In: TULLIS, J. P. **Control of flow in closed conduits**. Fort Collins, CO: [s.n.], 1971. p. 257-294.
- CAMPBELL, L.; GARNETT, W. **The life of James Clerk Maxwell**. Edição eletrônica 1999. ed. London: Macmillan and Co., 1882.
- CAPART, H.; SILLEN, X.; ZECH, Y. Numerical and experimental water transients in sewer pipes. **Journal of Hydraulic Research**, 35 (5), 1997. 659-672.
- CARDLE, J.; SONG, C.; YUAN, M. Measurements of Mixed Transient Flows. **Journal of Hydraulic Engineering**, 115, 1989. 169-182.
- CHANSON, H. Ressaut hydraulique: mythes et réalités. **La Houille Blanche**, 7, 1995. 54-65.
- CHANSON, H.; MONTES, J. S. Characteristics of undular hydraulic jumps: experimental apparatus and flow patterns. **Journal of Hydraulic Engineering**, 121, 1995. 129-144.
- CHOISE, C. D.; HATCHER, T. M.; VASCONCELOS, J. G. Experimental and numerical investigation on the motion of discrete air pockets in pressurized water flows. **Journal of Hydraulic Engineering**, 140, 2014.
- CONSELHO REGIONAL DE ENGENHARIA E AGRONOMIA DO RIO GRANDE DO SUL. **Parecer Técnico sobre a Ruptura do Conduto Forçado Álvaro Chaves**. Porto Alegre. 2013.
- CUNGE, J. A.; WEGNER, M. Intégration numérique des équations d'écoulement de Barré de Saint-Venant par un schéma de différences finies: application au cas d'une galerie tantôt en charge tantôt à surface libre. **La Houille Blanche**, Grenoble, 1, 1964. 33-39.
- DRAZIN, P. G. **Introduction to hydrodynamic stability**. Cambridge: Cambridge University Press, 2002.
- FALVEY, H. T. **Air-water flow in hydraulic structures**. Denver, CO. 1980.

FILION, Y.; KARNEY, B. Extended-period analysis with a transient model. **Journal of Hydraulic Engineering**, 128, 2002. 616-624.

GUO, Q.; SONG, C. C. S. Surging in urban storm drainage systems. **Journal of Hydraulic Engineering**, 116, 1990. 1523-1537.

HAGER, W. H. **Wastewater Hydraulics: Theory and Practice**. 2^a. ed. Berlin: Springer, 2010.

HAGER, W. H.; BOES, R. M. Hydraulic structures: a positive outlook into the future. **Journal of Hydraulic Research**, 52(3), 2014. 299-310.

HAMAM, M. A. M. **Transition of gravity to surcharged flow in sewer**. University of Windsor. Windsor. 1982.

HAMAM, M. A.; MCCORQUODALE, J. A. Transient conditions in the transition from gravity to surcharge sewer flow. **Canadian Journal of Civil Engineering**, 9, 1982. 189-196.

IVICSICS, L. **Hydraulic Models**. Budapest: Research Institute for Water Resources Development, 1975.

KOBUS, HELMUT. **Hydraulic Modelling**. Berlin: Paul Parey, 1980.

KOLP, D. **Water hammer generated by air release**. Colorado State University. Fort Collins, CO. 1968.

LANGHAAR, H. L. **Dimensional Analysis and Theory of Models**. New York: John Wiley, 1951.

LEÓN, A. et al. Junction and drop-shaft boundary conditions for modeling free-surface, pressurized, and mixed free-surface pressurized transient flows. **Journal of Hydraulic Engineering**, 136, 2010. 705 - 715.

LEÓN, A.; GHIDAOU, M. Discussion of "Numerical oscillations in pipe-filling bore predictions by shock-capturing models". **Journal of Hydraulic Engineering**, 136, 2010. 391 - 391.

LI, J.; MCCORQUODALE, A. Modeling mixed flow in storm sewers. **Journal of Hydraulics Engineering**, 1999. 1170-1180.

LIGGETT, J. **Fluid Mechanics**. New York: McGraw-Hill, 1994. 495 p.

LOCKHART, R. W.; MARTINELLI, R. C. Proposed correlation of data for isothermal two-phase, two-component flow in pipes. **Chemical Engineering Progress**, 45(1), 1949. 49-58.

MARTIN, C. S. Air entrainment. In: CHAUDHRY, M. H.; YEVJEVICH, V. **Closed Conduit Flow**. Littleton, CO: Water Resources Publications, 1981. p. 416.

MCCORQUODALE, J. A.; HAMAM, M. A. **Modelling surcharged flow in sewers**. International Symposium on Urban Hydrology. Lexington, KY: [s.n.]. 1983. p. 331-338.

- MOTTA, V. F. **Curso de Teoria da Semelhança**. Porto Alegre: Editora da UFRGS, 1972.
- NOVAK, P.; CABELKA, J. **Models in Hydraulic Engineering**: physical principles and design applications. London: Paiman Advanced, 1981.
- POLITANO, M.; ODGAARD, A.; KLECAN, W. Closure to "Case study: numerical evaluation oh hydraulic transients in a combined sewer overflow tunnel system". **Journal of Hydraulic Engineering**, 136, 2010. 391.
- POZOS, O. **Investigation on the Effects of Entrained Air in Pipelines**. Stuttgart. 2007.
- PREISSMANN, A.; CUNGE, J. A. **Calcul des intumescences sur machine électronique**. Assemblée Générale de l'AIHR. Dubrovnik: [s.n.]. 1961.
- RHODES, E.; SCOTT, D. S. **Cocurrent gas-liquid flow**. International Symposium on Research in Cocurrent Gas-Liquid Flow. [S.l.]: [s.n.]. 1968. p. 1-17.
- RUUS, E. Head Losses. In: CHAUDHRY, M. H.; YEVJEVICH, V. **Closed-Conduit Flow**. Littleton, CO: Water Resources Publication, 1981. p. 13-38.
- SONG, C.; CARDLE, J.; LEUNG, K. Transient Mixed-Flow Models for Storm Sewers. **Journal of Hydraulic Engineering**, 109, 1983. 1487-1504.
- STREETER, V. L. Transients in closed conduit systems. In: TULLIS, J. P. **Control of flow in closed conduits**. Fort Collins, CO: [s.n.], 1971. p. 229-255.
- SZÜCS, E. **Similitude and Modelling**. Amsterdam: Elsevier Scientific, 1980.
- TORNO, H. C. (Ed.). **Design and Construction of Urban Stormwater Management Systems**. Alexandria, VA: ASCE, 1994. 724 p.
- TRINDADE, B. C.; VASCONCELOS, J. G. Modelling of water pipeline filling events accounting for air phase interactions. **Jpurnal of Hydraulic Engineering**, 139, 2013. 921-934.
- TRINDADE, B.; VASCONCELOS, J. G. **Experimental investigations on air pressurization in pipelines undergoing rapid filling**. World Environmental and Water Resources Congress. [S.l.]: [s.n.]. 2012. p. 1386-1395.
- USBR. **Design of small dams**. Washington: [s.n.], 1960.
- VALENTIN, F. Continuous discharge measurement for the transition between partly pressurized conduit flow in sewerage systems. **Water Science and Technology**, 13(8), 1981. 81-97.
- VASCONCELOS, J. G. **Dinâmica dos fluidos computacional aplicada a túnel**. Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. São Paulo: [s.n.]. 2007.

VASCONCELOS, J. G.; LEITE, G. M. Pressure surges following sudden air pocket entrapment in storm-water tunnels. **Journal of Hydraulic Engineering**, 138, 2012. 1081-1089.

VASCONCELOS, J. G.; WRIGHT, S. Discussion of "Case study: numerical evaluation of hydraulic transients in a combined sewer overflow tunnel system". **Journal of Hydraulic Engineering**, 136, 2010. 391 - 391.

VASCONCELOS, J. G.; WRIGHT, S. J. **Mechanisms for air pocket entrapment in stormwater storage tunnels**. World Environmental and Water Resources Congress. [S.l.]: [s.n.]. 2006.

VASCONCELOS, J. G.; WRIGHT, S. J.; ROE, P. L. Current issues on modelling extreme inflows in stormwater systems. In: JAMES, W., et al. **Intelligent modelling of urban water systems, monograph 14**. Guelph, ON: [s.n.], 2006.

VASCONCELOS, J. G.; WRIGHT, S. J.; ROE, P. L. Improved simulation of flow regime transition in sewers: two-component pressure approach. **Journal of Hydraulic Engineering**, 132, 2006. 553-562.

VASCONCELOS, J. G.; WRIGHT, S. J.; ROE, P. L. Numerical oscillations in pipe-filling bore predictions by shock-capturing models. **Journal of Hydraulic Engineering**, 135, 2009. 296-305.

VASCONCELOS, J.; WRIGHT, S. Experimental Investigation of Surges in a Stormwater Storage Tunnel. **Journal of Hydraulic Engineering**, 2005. 853-861.

WIGGERT, D. C. Transient flow in free-surface, pressurized systems. **Journal of the Hydraulics Division**, 98(1), 1972.

WILKINSON, D. L. Motion of air cavities in long horizontal ducts. **Journal of Fluid Mechanics**, 118, 1982. 109-122.

WRIGHT, S. J. et al. Flow regime transition mechanisms in rapidly filling stormwater storage tunnels. **Environment Fluid Mechanics**, 8, 2008. 605-616.

YALIN, M. S. **Theory of Hydraulic Models**. Londres: Macmillan, 1971.

YEN, B. C. **Hydraulic Instabilities of Storm Sewer Flows**. International Conference on Urban Storm Drainage. Southampton: [s.n.]. 1978. p. 282-293.

YEN, B. C. **Hydraulic Instabilities of Storm Sewer Flows**. International Conference on Urban Storm Drainage. Southampton: Pentech Press. 1978. p. 282 - 293.

YEN, B. C.; PANSIC, N. **Surcharge of Sewer Systems**. University of Illinois. Urbana. 1980.

YEVJEVICH, V. Storm-drain networks. In: MAHMOOD, K.; YEVJEVICH, V. **Unsteady flow in open channels**. Fort Collins, CO: Water Resources Publications, v. II, 1975.

ZHOU, F.; HICKS, F. E.; STEFFLER, P. Transient flow in a rapidly filling horizontal pipe containig trapped air. **Journal of Hydraulic Engineering**, 128, 2002. 625-634.

ZHOU, L. et al. Influence of entrapped air pockets on hydraulic transients in water pipelines. **Journal of Hydraulic Engineering**, 137, 2011. 1686-1692.