

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS  
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E  
URBANISMO**

**Análise Experimental da Curva de Ligação  
Poço-Túnel em Vertedor com Emboque  
Tipo Tulipa**

**Eng<sup>a</sup> Laura Maria Canno Ferreira Fais**

**Campinas**

**2007**

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS  
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E  
URBANISMO**

**Análise Experimental da Curva de Ligação Poço-  
Túnel em Vertedor com Emboque Tipo Tulipa**

**Eng<sup>a</sup> M.Sc. Laura Maria Canno Ferreira Fais**

**Orientadora: Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup>. Ana Inés Borri Genovez**

Tese apresentada à Comissão de Pós-Graduação da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, como requisito para obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil, na área de concentração de Recursos Hídricos.

**Campinas**

**2007**

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA  
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA E ARQUITETURA - BAE - UNICAMP

F413a Ferreira, Laura Maria Canno  
Análise experimental da curva de ligação poço-túnel em vertedor com emboque tipo tulipa / Laura Maria Canno Ferreira Fais.--Campinas, SP: [s.n.], 2007.

Orientador: Ana Inês Borri Genovez.  
Tese (Doutorado) - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

1. Vertedores. 2. Escoamento bifásico. 3. Estruturas hidráulicas – Estudos experimentais. I. Borri Genovez, Ana Inês. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

Título em Inglês: Experimental analysis of shaft bend in a morning glory spillway.

Palavras-chave em Inglês: Shaft bend, Morning glory spillway, Vertical dropshafts, Air entrainment, Experimental study.

Área de concentração: Recursos Hídricos.

Titulação: Doutor em Engenharia Civil

Banca examinadora: Podalyro Amaral de Souza, Winston Hisasi Kanashiro, José Gilberto Dalfré Filho e Paulo Vatauvuk.

Data da defesa: 27/02/2007

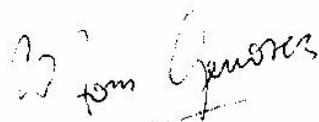
Programa de Pós-Graduação: Engenharia Civil

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS**  
**FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO**

**Análise Experimental da Curva de Ligação Poço-Túnel em  
Vertedor com Emboque Tipo Tulipa**

**Eng<sup>a</sup>. M.Sc. Laura Maria Canno Ferreira Fais**

**Tese de Doutorado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:**



**Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup>. Ana Inês Borri Genovez**

**Presidente e Orientadora – Universidade Estadual de Campinas**



**Prof. Dr. Podalyro Amaral de Souza**

**Escola Politécnica - USP**



**Dr. Winston Hisasi Kanashiro**

**Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica**



**Prof. Dr. José Gilberto Dalfré Filho**

**Universidade Estadual de Campinas**



**Prof. Dr. Paulo Vatauk**

**Universidade Estadual de Campinas**

**Campinas, 27 de fevereiro de 2007.**

À minha querida mãe, Matilde. Sem seu apoio nada disso teria sido possível.

Ao meu amor, Adriano. Não existem palavras para expressar o quanto você é importante para mim, o quanto eu me sinto feliz por você fazer parte da minha vida.

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus, por me acompanhar durante mais esta caminhada. Por me fazer ver a esperança e a luz nos momentos de dúvida, por colocar no meu caminho tantas pessoas especiais, e por me fazer acreditar que o final seria de recompensas.

À minha mãe, Matilde, por tudo o que ela representa na minha vida. Se hoje estou aqui e sou o que sou, você é a grande responsável. Obrigada por me ouvir nos momentos difíceis, por fazer suas as minhas preocupações e angústias, por fazer suas minhas conquistas e alegrias.

Ao meu marido, Adriano. Você entrou na minha vida num momento complicado, e de repente tudo ficou mais bonito. São somente dois anos de convivência, mas sinto como se fosse uma eternidade. Obrigada pela paciência, pelo apoio, pela compreensão, pelo incentivo.

À Professora Doutora Ana Inês Borri Genovez. Sem sua orientação, apoio e compreensão, certamente essa tese não teria sido escrita. Obrigada pela ajuda preciosa durante esses cinco anos, não só como orientadora, mas, sobretudo, como uma grande amiga.

À minha amiga Vivien, companheira de Doutorado, de alegrias, de incertezas, de conquistas. Sempre com uma palavra de ânimo e consolo, mesmo quando você precisava mais do que eu. Obrigada por esses oito anos de amizade verdadeira.

Ao Dr. Winston Hisasi Kanashiro, coordenador da Área de Barragens e

Estruturas Hidráulicas, Sr. Adhemar Paulo Rizzoli, modelador de Acrílico Especializado e Dr. Celso Aoki, diretor do CTH. A Sr<sup>a</sup>. Maria de Fátima Souza Curi, diretora técnica e científica da FCTH. Muito obrigada pela disponibilidade para a execução das curvas; sem a ajuda de vocês a realização deste trabalho não teria sido possível.

Ao Prof. Dr. Podalyro do Amaral de Souza, pela sugestão da geometria das curvas para os modelos.

Aos funcionários do Laboratório de Hidráulica e Mecânica dos Fluidos, pelo apoio na montagem dos modelos e na execução dos ensaios.

Ao técnico José Ricardo Ribas, do Centro de Tecnologia da Unicamp, pela ajuda na calibração dos equipamentos.

À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo, pelo financiamento dos equipamentos utilizados para a realização dos ensaios.

“Nunca ande pelo caminho traçado,  
pois, ele conduz somente até onde os outros foram.”  
(Graham Bell)

“Se fiz descobertas valiosas, foi mais por  
ter paciência do que qualquer outro talento.”  
(Isaac Newton)

## SUMÁRIO

LISTA DE FOTOS .....	x
LISTA DE FIGURAS .....	xi
LISTA DE TABELAS .....	xvii
LISTA DE SÍMBOLOS .....	xviii
RESUMO .....	xxiii
ABSTRACT .....	xxiv
1 INTRODUÇÃO .....	25
2 OBJETIVO .....	27
3 CRITÉRIOS DE PROJETO DOS VERTEDORES TIPO TULIPA .....	29
3.1 CARACTERÍSTICAS GERAIS .....	29
3.2 CURVA DE DESCARGA.....	32
3.3 DIMENSIONAMENTO DO VERTEDOR .....	36
3.3.1 Curva de ligação poço - túnel .....	43
4 ARRASTAMENTO DE AR EM POÇOS VERTICAIS .....	57
4.1 INTRODUÇÃO .....	57
4.2 MECANISMOS DE ARRASTE DE AR .....	58
4.3 ESTUDOS EXPERIMENTAIS DO ARRASTE DE AR EM POÇOS VERTICAIS .....	66
5 PROJETO ALTERNATIVO PARA A CURVA DE LIGAÇÃO POÇO-TÚNEL .....	99
5.1 DIMENSIONAMENTO DA CLOTÓIDE COMO CURVA DE LIGAÇÃO POÇO-TÚNEL .....	99
5.2 DIMENSIONAMENTO DA CURVA C4 COMO CURVA DE LIGAÇÃO POÇO TÚNEL .....	104
6 METODOLOGIA.....	109

6.1 BANCO DE ENSAIO.....	109
6.2 TRAÇADO DAS CURVAS DE LIGAÇÃO POÇO-TÚNEL.....	113
6.2.1 Curva C3 (Clotóide) .....	114
6.2.2 Curva C4.....	118
6.3 EQUIPAMENTOS DE MEDIÇÃO .....	119
6.4 PROCEDIMENTOS DE ENSAIO.....	123
7 RESULTADOS E DISCUSSÕES .....	127
7.1 ESCOAMENTO NA CURVA .....	127
7.2 RESULTADOS DAS PRESSÕES INSTANTÂNEAS NA CURVA E ANÁLISE DOS RESULTADOS .....	132
7.2.1 Análise da flutuação de pressão .....	147
7.3 RESULTADOS E ANÁLISE DO ARRASTE DE AR .....	158
7.3.1 Arraste de ar no núcleo .....	158
7.3.2 Região de instabilidade do escoamento .....	161
7.3.3 Vazão de ar arrastado .....	164
7.3.4 Vazão de ar limite .....	166
7.3.5 Verificação da seção do túnel para a máxima vazão de ar ..	168
7.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	169
8 CONCLUSÕES .....	171
9 REFERÊNCIAS.....	173

## LISTA DE FOTOS

Foto 3.1	Vertedor da Usina de Caconde (SP), conforme Genovez (1997)	36
Foto 6.1	Banco de ensaios	113
Foto 6.2	Anemômetro instalado na tubulação da campânula	121
Foto 6.3	Campânula utilizada para medir o ar	121
Foto 6.4	Transdutor utilizado para a medição de pressões	122
Foto 6.5	Sistema de aquisição e armazenamento dos dados	122
Foto 6.6	Acelerômetro instalado na curva.	122
Foto 7.1	Formação do “boil” na tulipa, com a curva C3, para a vazão de 1150 m <sup>3</sup> /s, em valores de protótipo	128
Foto 7.2	Escoamento com a curva C3, para a vazão de afogamento	128
Foto 7.3	Deflexão do escoamento na curva C2 para $Q/Q_0 = 0,8$	130
Foto 7.4	Escoamento na curva C2 para $Q/Q_0 = 0,8$	130
Foto 7.5	Escoamento na curva C4 para $Q/Q_0 = 0,6$	131
Foto 7.6	Escoamento na curva C3 (clotóide) para $Q/Q_0 = 1,0$	131

## LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1	Esquema de um vertedor tipo tulipa, segundo Novak et al. (1996)	29
Figura 3.2	Vertedor tulipa com soleira padrão e horizontal, segundo Şentürk (1994)	31
Figura 3.3	Tipos de escoamento num vertedor tulipa, segundo Şentürk (1994)	33
Figura 3.4	Curva de descarga do vertedor tipo tulipa, segundo Şentürk (1994), adaptado de USBR (1987)	34
Figura 3.5	Esquema de estrutura em poço vertical com funções combinadas, segundo Bollrich (1971)	36
Figura 3.6	Variáveis para o traçado do perfil vertente, segundo Şentürk (1994), adaptado de USBR (1987)	37
Figura 3.7	Elementos principais de um vertedor circular, segundo Castorani, Santo e Piccini (1986)	42
Figura 3.8	Curva Kaplan com as tomadas de pressão, segundo Taylor e Eldsen (1955)	44
Figura 3.9	Curva circular ensaiada por Taylor e Eldsen (1955)	45
Figura 3.10	Curva Kaplan modificada, segundo Taylor e Eldsen (1955)	45
Figura 3.11	Curva de dois centros, segundo Taylor e Eldsen (1955)	46
Figura 3.12	Curva final, segundo Taylor e Eldsen (1955)	46
Figura 3.13	Mudanças na seção do túnel de saída, segundo Taylor e Eldsen (1955)	47
Figura 3.14	Tipos de curva utilizados por Indri (1959)	49
Figura 3.15	Curva policêntrica do vertedor de Paraitinga, segundo CTH (1971)	51

Figura 3.16	Variáveis envolvidas no escoamento na curva, segundo Goldring (1983)	52
Figura 3.17.a	Perfil do escoamento no túnel de 0,14m de diâmetro e $R_C/D = 0,75$ , com seção parcial, segundo Goldring (1983)	53
Figura 3.17.b	Perfil do escoamento no túnel de 0,14m de diâmetro e $R_C/D = 1,00$ , com seção parcial, segundo Goldring (1983)	53
Figura 3.18.c	Perfil do escoamento no túnel de 0,14m de diâmetro e $R_C/D = 1,50$ , com seção parcial, segundo Goldring (1983)	53
Figura 4.1	Superfície livre do escoamento ar água em alta velocidade, segundo Chanson (1996)	58
Figura 4.2	Mecanismos de arraste para jatos em queda, segundo Chanson (1996)	59
Figura 4.3	Mecanismo de arraste de ar para jatos em baixa velocidade, segundo Chanson (1996)	60
Figura 4.4	Mecanismo de arraste de ar para jatos em alta velocidade, segundo Chanson (1996)	60
Figura 4.5	Ponto de início da entrada de ar segundo Hack (1977), citado por Genovez (1997)	62
Figura 4.6	Vazão de água e ar característica dos vertedores tulipa, segundo Genovez (1997)	63
Figura 4.7	Classificação das áreas de escoamento, Wijeyesekera (1974)	68
Figura 4.8	Ocorrência dos tipos de escoamento para túnel de 0,14m e $R_C/D = 1,00$ , segundo Goldring (1983)	71
Figura 4.9	Vazão de ar em função do número de Froude, para curvas com $R_C/D = 1,0$ , segundo Goldring (1983)	73
Figura 4.10	Vazão de ar em função do número de Froude, para várias relações $R_C/D$ , segundo Goldring (1983)	73
Figura 4.11	Gráfico de $d_0/D$ x Froude, segundo Jain e Kennedy (1984)	74
Figura 4.12	Escoamento num poço vertical, segundo Ervine e Himmo (1984)	76
Figura 4.13	Gráfico de $\beta$ em função do número de Froude, com as regiões de escoamento, segundo Ervine e Himmo (1984)	77

Figura 4.14	Gráfico da altura do escoamento em função do número de Froude, segundo Ervine e Himmo (1984)	78
Figura 4.15	Vazão de ar arrastado para diferentes escalas, segundo Stephenson e Metcalf (1991)	80
Figura 4.16	Curva de variação da vazão de ar em função da vazão líquida, segundo Genovez (1997)	81
Figura 4.17	Curva de variação de $D/L$ em função de $(Q_a/Q_{alim})_{máx}$ , segundo Genovez (1997)	82
Figura 4.18	Gráfico de $Q_a/Q_{a,max}$ em função de $Q/Q_o$ , segundo Genovez (2002)	84
Figura 4.19	Regimes de escoamento em poços verticais, com saída a $180^\circ$ , segundo Chanson (2004)	85
Figura 4.20	Gráfico de $H_2/H_1$ em função de $d_c/h$ , para poços com colchão e $\phi = 180^\circ$ na saída, segundo Chanson (2004)	86
Figura 4.21	Gráfico de $H_2/H_1$ em função de $d_c/h$ , segundo Chanson (2004)	87
Figura 4.22	Gráfico de $H_2/H_1$ em função de $d_c/h$ , para poços sem colchão e $\phi = 90^\circ$ , segundo Chanson (2004)	87
Figura 4.23	Gráfico do adimensional $y_p/D$ em função de $d_c/h$ , segundo Chanson (2004)	88
Figura 4.24	Gráfico de $r_o/R_p$ em função do número de Froude, segundo Ferreira e Genovez (2005)	90
Figura 4.25	Gráfico de $\beta$ em função do número de Froude, segundo Ferreira e Genovez (2005)	91
Figura 4.26	Instalação utilizada por Zhao et al (2006)	93
Figura 4.27	Gráfico de $\beta$ em função de $Q^*$ , segundo Zhao et al (2006)	94
Figura 5.1	Parâmetros de uma curva de transição, segundo Guimarães (1995)	100
Figura 5.2	Elementos da transição, segundo Guimarães (1995)	101
Figura 5.3	Esquema da curva C4, segundo Souza (2004)	104
Figura 5.4	Utilização da curva para o traçado de ogiva de pilares, segundo Souza (2004)	105
Figura 5.5	Utilização da curva para o traçado do emboque de um vertedor tipo tulipa, segundo Souza (2004)	105

Figura 5.6	Utilização da curva para o traçado de tomadas de água, segundo Souza (2004)	106
Figura 6.1	Banco de ensaio para a curva C2, segundo Genovez (1997)	110
Figura 6.2	Tulipa, transição, poço vertical e curva C2, segundo Genovez (1997)	112
Figura 6.3	Esquema da Curva C3 com a posição das tomadas de pressão	117
Figura 6.4	Esquema da Curva C4, com a posição das tomadas de pressão	119
Figura 6.5	Superposição das curvas ensaiadas	120
Figura 7.1	Curva cota vazão para as curvas ensaiadas, modelo escala 1:51,02	128
Figura 7.2	Representação esquemática do escoamento nas curvas de ligação poço-túnel	129
Figura 7.3	Registro de pressão na tomada T5 da curva C1, durante 3s, $Q/Q_0 = 1,0$	132
Figura 7.4	Distribuição de probabilidade e histograma das freqüências da pressão, na tomada T5 da curva C1, para $Q/Q_0 = 1,0$	135
Figura 7.5	Pressões médias no protótipo, para a curva C1 (PVC)	139
Figura 7.6	Pressões médias em valores de protótipo, para a curva policêntrica C2	140
Figura 7.7	Pressões médias em valores de protótipo, para a curva clotóide C3	140
Figura 7.8	Pressões médias em valores de protótipo, para a curva C4	141
Figura 7.9	Pressões máximas na curva C1, em valores de protótipo	142
Figura 7.10	Pressões máximas na curva C2, em valores de protótipo	143
Figura 7.11	Pressões máximas na curva C3, em valores de protótipo	143
Figura 7.12	Pressões máximas na curva C4, em valores de protótipo	144
Figura 7.13	Gráfico do coeficiente de flutuação de pressão $C'p$ na parte convexa da curva, para $Q/Q_0 = 1,0$	150
Figura 7.14	Gráfico do coeficiente de flutuação de pressão $C'p$ na parte convexa da curva, para $Q/Q_0 = 0,8$	150

Figura 7.15	Gráfico do coeficiente de flutuação de pressão $C'p$ na parte convexa da curva, para $Q/Q_0 = 0,6$	151
Figura 7.16	Gráfico do coeficiente de flutuação de pressão $C'p$ na parte convexa da curva, para $Q/Q_0 = 0,3$	151
Figura 7.17	Gráfico do coeficiente de flutuação de pressão $C'p$ para $Q/Q_0 = 1,0$ , na parte côncava da curva	152
Figura 7.18	Gráfico do coeficiente de flutuação de pressão $C'p$ para $Q/Q_0 = 0,8$ , na parte côncava da curva	152
Figura 7.19	Gráfico do coeficiente de flutuação de pressão $C'p$ para $Q/Q_0 = 0,8$ , na parte côncava da curva	152
Figura 7.20	Gráfico do coeficiente de flutuação de pressão $C'p$ para $Q/Q_0 = 0,8$ , na parte côncava da curva	153
Figura 7.21	Análise no domínio da frequência da flutuação de pressão na tomada T5, na curva C1	154
Figura 7.22	Análise no domínio da frequência da flutuação de pressão na tomada T5, na curva policêntrica C2	155
Figura 7.23	Análise no domínio da frequência da flutuação de pressão na tomada T3, na curva clotóide C3	155
Figura 7.24	Análise no domínio da frequência da flutuação de pressão na tomada T6, na curva C4	156
Figura 7.25	Análise no domínio da frequência da vibração da curva de C1, para $Q/Q_0 = 1,0$	156
Figura 7.26	Análise no domínio da frequência da vibração da curva C2, para $Q/Q_0 = 1,0$	157
Figura 7.27	Análise no domínio da frequência da vibração da curva clotóide C3, para $Q/Q_0 = 1,0$	157
Figura 7.28	Análise no domínio da frequência da vibração da curva C4, para $Q/Q_0 = 1,0$	157
Figura 7.29	Vazão de ar em função da vazão líquida para as quatro curvas ensaiadas, modelo na escala 1:51,02	159

Figura 7.30	Fator de correção $f_2$ segundo Volkart (1983), citado por Genovez (1991)	160
Figura 7.31	Gráfico de $\beta$ em função do número de Reynolds na mistura, para as quatro curvas ensaiadas	162
Figura 7.32	Gráfico de $\beta$ em função do número de Froude $F$	165
Figura 7.33	Curva de variação de $D/L$ em função de $(Q_a/Q_{a,lim})_{máx}$	167
Figura 7.34	Gráfico de $\beta$ em função do adimensional de vazão $Q^*$	168

## LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1	Intervalo de adimensionais para diferentes tipos de emboque, segundo Ferreira e Genovez (2005)	89
Tabela 6.1	Valores das coordenadas da curva C3, no modelo escala 1:51,02	116
Tabela 6.2	Tabela de correspondência entre as tomadas de pressão	117
Tabela 6.3	Valores das coordenadas da curva C3, no modelo escala 1:51,02	118
Tabela 6.4	Freqüências de amostragem	124
Tabela 6.5	Varição de $K_p$ com o intervalo de tempo de ensaio de registro	125
Tabela 7.1	Valores médios, mínimos e máximos de pressão na curva C1, na escala 1:51,02	133
Tabela 7.2	Estatística dos valores de pressão, na tomada T5 curva C1, para $Q/Q_0 = 1,0$	134
Tabela 7.3	Valores médios, mínimos e máximos de pressão na curva C2, na escala 1:51,02	136
Tabela 7.4	Valores médios, mínimos e máximos de pressão na curva C3, na escala 1:51,02	137
Tabela 7.5	Valores médios, mínimos e máximos de pressão na curva C4	138
Tabela 7.6	Pressões médias em valores de protótipo nas quatro curvas	141
Tabela 7.7	Pressões máximas, em valores de protótipo, nas quatro curvas ensaiadas	145
Tabela 7.8	Pressões mínimas, em valores de protótipo, nas quatro curvas ensaiadas	146
Tabela 7.9	Coeficiente de flutuação de pressão $C'_p$ nas quatro curvas ensaiadas	148

## LISTA DE SÍMBOLOS

a	- área da seção de controle referida ao quadrado do diâmetro D	$(M^0L^2T^0)$
a*	- altura da lâmina d'água referida ao quadrado do diâmetro D	$(M^0L^1T^0)$
A <sub>1</sub>	- área do escoamento no túnel	$(M^0L^2T^0)$
AC	- ângulo central das tangentes	
AM	- a área da seção	$(M^0L^2T^0)$
b	- o perímetro molhado do túnel referido ao diâmetro D	$(M^0L^1T^0)$
c	- corda da espiral	$(M^0L^1T^0)$
C	- coeficiente de resistência	$(M^0L^0T^0)$
C'p	- coeficiente de flutuação de pressão	$(M^0L^0T^0)$
C <sub>L</sub>	- concentração média de ar	$(M^0L^0T^0)$
C <sub>R</sub>	- coeficiente de resistência	$(M^0L^0T^0)$
CS	- ponto curva circular - espiral	
d'	- área do túnel referida ao quadrado do diâmetro D	$(M^0L^2T^0)$
d*	- espessura do jato	$(M^0L^1T^0)$
d <sub>0</sub>	- diâmetro do núcleo de ar	$(M^0L^1T^0)$
d <sub>c</sub>	- profundidade crítica no canal de montante	$(M^0L^1T^0)$
D	- diâmetro do poço vertical e da curva	$(M^0L^1T^0)$
D <sub>2</sub>	- altura do canal de saída do escoamento	$(M^0L^1T^0)$
D <sub>L</sub>	- diâmetro do núcleo de ar onde a velocidade hídrica é V <sub>L</sub>	$(M^0L^1T^0)$
g	- aceleração da gravidade	$(M^0L^1T^{-2})$
f	- coeficiente de atrito do poço	$(M^0L^0T^0)$
f <sub>2</sub>	- coeficiente de correção para vazão de ar	$(M^0L^0T^0)$
fr	- freqüência	

F	- número de Froude	$(M^0L^0T^0)$
$F_1$	- número de Froude no túnel	$(M^0L^1T^0)$
$F_b$	- número de Froude a linha de formação de pequenas bolhas	$(M^0L^0T^0)$
$F_{EPA}$	- número de Froude para a linha EPA	$(M^0L^0T^0)$
Fr	- “free-board”	$(M^0L^1T^0)$
h	- altura de queda	$(M^0L^1T^0)$
h'	- carga sobre a crista para a vazão de projeto	$(M^0L^1T^0)$
H	- carga acima da crista do vertedor	$(M^0L^1T^0)$
H*	- desnível entre a crista do vertedor e a cota de fundo da galeria	$(M^0L^1T^0)$
$H_0$	- carga total acima da crista do vertedor tulipa	$(M^0L^1T^0)$
$H_1$	- carga total no canal de montante	$(M^0L^1T^0)$
$H_2$	- carga total no canal de jusante	$(M^0L^1T^0)$
$H_a$	- carga total até a garganta	$(M^0L^1T^0)$
$H_N$	- carga em uma seção N	$(M^0L^1T^0)$
$H_p$	- carga total acima da parte inferior do poço	$(M^0L^1T^0)$
$H_s$	- carga total do vertedor circular de soleira delgada	$(M^0L^1T^0)$
$H_T$	- carga total acima do túnel	$(M^0L^1T^0)$
$i_s$	- ângulo entre a corda e a tangente em TS	$(M^0L^0T^0)$
$l_e$	- comprimento da curva de transição	$(M^0L^1T^0)$
$j_s$	- ângulo entre a corda e a tangente em SC	$(M^0L^0T^0)$
k	- coordenada de recuo do CS em relação a TS	$(M^0L^1T^0)$
K	- coeficiente de rugosidade de Strickler	$(M^0L^0T^0)$
$K_1$	- constante	$(M^0L^0T^0)$
$K_2$	- constante	$(M^0L^0T^0)$
$K_3$	- constante	$(M^0L^0T^0)$
$K_p$	- parâmetro de turbulência de flutuações de pressão	$(M^0L^0T^0)$
L	- comprimento do poço	$(M^0L^1T^0)$
L*	- comprimento do túnel	$(M^0L^1T^0)$
$L_{lim}$	- comprimento limite	$(M^0L^1T^0)$
n	- coeficiente de Manning	$(M^0L^0T^0)$

$p$	- coordenada de recuo do CS em relação a TS	$(M^0 L^1 T^0)$
$P$	- altura da crista do vertedor tulipa	$(M^0 L^1 T^0)$
$P^*$	- altura do colchão de amortecimento	$(M^0 L^1 T^0)$
$p'$	- valor da pressão instantânea	$(M^1 L^{-1} T^{-2})$
$\bar{P}$	- pressão média no intervalo de tempo em estudo	$(M^1 L^{-1} T^{-2})$
$P_M$	- perímetro molhado	$(M^0 L^1 T^0)$
$Q$	- vazão líquida descarregada	$(M^0 L^3 T^{-1})$
$Q^*$	- adimensional de vazão	$(M^0 L^0 T^0)$
$Q_a$	- vazão de ar	$(M^0 L^3 T^{-1})$
$Q_{ac}$	- vazão de arrastada pela massa de água	$(M^0 L^3 T^{-1})$
$Q_{an}$	- vazão de ar arrastada pelo núcleo	$(M^0 L^3 T^{-1})$
$Q_{a,lim}$	- vazão de ar máxima que pode ser arrastada	$(M^0 L^3 T^{-1})$
$Q_L$	- vazão de ar quando a velocidade é $V_L$	$(M^0 L^3 T^{-1})$
$Q_m$	- vazão líquida que pode ser transportada sem a entrada de ar	$(M^0 L^3 T^{-1})$
$Q_0$	- vazão de projeto	$(M^0 L^3 T^{-1})$
$Q_p$	- vazão no poço para escoamento forçado	$(M^0 L^3 T^{-1})$
$Q_S$	- vazão de afogamento	$(M^0 L^3 T^{-1})$
$r'$	- raio da parte interna da curva	$(M^0 L^1 T^0)$
$r_0$	- raio do núcleo de ar	$(M^0 L^1 T^0)$
$r_1$	- raio do vórtice livre	$(M^0 L^1 T^0)$
$R$	- raio da crista da tulipa	$(M^0 L^1 T^0)$
$R_C$	- raio da curva	$(M^0 L^1 T^0)$
$Rey$	- número de Reynolds	$(M^0 L^0 T^0)$
$Rey_m$	- número de Reynolds da mistura	$(M^0 L^0 T^0)$
$R_H$	- raio hidráulico	$(M^0 L^1 T^0)$
$R_s$	- raio do vertedor circular de soleira delgada	$(M^0 L^1 T^0)$
$R_t$	- raio do jato	$(M^0 L^1 T^0)$
$s$	- parâmetro que corrige a variação da velocidade	$(M^0 L^0 T^0)$
$s'$	- coordenada curvilínea da tomada de pressão	$(M^0 L^1 T^0)$
SC	- ponto espiral - curva circular	

ST	- ponto espiral tangente	
t	-tempo	$(M^0 L^0 T^1)$
TS	- ponto tangente-espiral	
TT -	comprimento da tangente	$(M^0 L^1 T^0)$
$v_t$	- velocidade tangencial para o caso de vórtice livre	$(M^0 L^1 T^{-1})$
V	- velocidade do escoamento	$(M^0 L^1 T^{-1})$
$V^*$	- velocidade do jato em queda no ponto de impacto	$(M^0 L^1 T^{-1})$
$V_1$	- velocidade do jato em queda no ponto de impacto	$(M^0 L^1 T^{-1})$
$Ve$	- número de Vedernikov	$(M^0 L^0 T^0)$
$V_e$	- velocidade a partir da qual o arraste se inicia	$(M^0 L^1 T^{-1})$
$V_L$	- máxima velocidade alcançada pela água no poço	$(M^0 L^1 T^{-1})$
$V_{lim}$	- velocidade máxima do ar no núcleo	$(M^0 L^1 T^{-1})$
$V_m$	- velocidade limite da água	$(M^0 L^1 T^{-1})$
$x_s$	- coordenadas do CS e SC em relação a TS ou ST	$(M^0 L^1 T^0)$
$y_L$	- espessura do escoamento anular ao fim do comprimento L do poço	$(M^0 L^1 T^0)$
$y_p$	- a altura da superfície livre no poço, acima do canal de jusante	$(M^0 L^1 T^{-1})$
$y_s$	- coordenadas do CS e SC em relação a TS ou ST	$(M^0 L^1 T^0)$
X	- coordenada do perfil do vertedor tulipa	$(M^0 L^1 T^0)$
Y	- coordenada do perfil do vertedor tulipa	$(M^0 L^1 T^0)$
$Y^*$	- altura de queda do escoamento	$(M^0 L^1 T^0)$
$Y_1$	- altura do escoamento água no túnel	$(M^0 L^1 T^0)$
$y_p$	- altura da superfície livre acima do canal de jusante	$(M^0 L^1 T^0)$
$\beta$	- relação entre a vazão de ar e a vazão líquida	$(M^0 L^0 T^0)$
$\beta_m$	- relação entre a vazão de ar e a vazão líquida no modelo	$(M^0 L^0 T^0)$
$\beta_p$	- relação entre a vazão de ar e a vazão líquida no protótipo	$(M^0 L^0 T^0)$
$\delta$	- ângulo central da curva circular	$(M^0 L^0 T^0)$
$\theta_s$	- ângulo central da transição	$(M^0 L^0 T^0)$
$\varphi$	- ângulo que o escoamento no túnel faz com a horizontal	$(M^0 L^0 T^0)$
$\phi$	- ângulo de saída do escoamento	$(M^0 L^0 T^0)$

$\eta$	- coeficiente de perda de carga na curva	$(M^0L^0T^0)$
$\rho$	- massa específica da água	$(M^1L^3T^0)$
$\tau_0$	- tensão de cisalhamento	$(M^1L^{-1}T^{-2})$
$\lambda$	- relação entre escala de modelos	$(M^0L^0T^0)$
$\mu$	- coeficiente de descarga	$(M^0L^0T^0)$
$\nu$	- viscosidade cinemática da água	$(M^0L^2T^{-1})$
$\nu_a$	- viscosidade cinemática do ar	$(M^0L^2T^{-1})$
$\zeta$	- perda de carga na entrada do vertedor	$(M^0L^1T^0)$
$\Omega$	- circulação	$(M^0L^2T^{-1})$

## RESUMO

Fais, Laura Maria Canno Ferreira. **Análise Experimental da Curva de Ligação Poço-Túnel em Vertedor com Emboque Tipo Tulipa**. Tese apresentada à Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da UNICAMP, como requisito para obtenção do título de Doutor. Campinas, 2007.

Estruturas de queda com poços verticais podem ser utilizadas para drenagem urbana, dissipação de energia e como vertedores em barragens. No último caso, tem-se os vertedores com emboque tipo tulipa, formados por um perfil vertedor seguido de um poço vertical, que se liga a um túnel por meio de uma curva. A curva é um ponto crítico do dimensionamento do vertedor, pois, é onde o escoamento o deflete, causando elevadas pressões na sua parte convexa e subpressões na parte côncava. Este trabalho tem, como objetivo, o estudo experimental de um vertedor tipo tulipa, para definir uma melhor geometria para a curva de ligação poço-túnel. Um estudo experimental foi feito, empregando-se o modelo do vertedor de Paraitinga, em escala 1:51,02, utilizando novas geometrias para a curva, para avaliar as pressões e o arraste de ar. Pôde constatar-se a influência da geometria da curva, sendo que as novas curvas resultaram em um escoamento mais regular, acompanhando o traçado da curva, com pressões menores na parte convexa, além de uma maior vazão de afogamento do vertedor. Foram propostas equações para o cálculo da vazão de ar em função da concentração média do ar no escoamento. Através do estudo experimental comparativo entre as diferentes curvas se sugere o emprego da curva clotóide para ser usada na ligação poço-túnel.

**Palavras chaves:** curva de ligação, vertedor tulipa, poços verticais, arraste de ar, estudo experimental.

## **ABSTRACT**

Fais, Laura Maria Canno Ferreira. **Análise Experimental da Curva de Ligação Poço-Túnel em Vertedor com Emboque Tipo Tulipa**. Tese apresentada à Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da UNICAMP, como requisito para obtenção do título de Doutor. Campinas, 2007.

Vertical dropshafts can be used in drainage systems, energy dissipator and as dam spillways. In this case, they are called morning glory, and consists of an inlet followed by a shaft which joins a tunnel through a bend. The bend is a critical point in spillway sizing, therefore the flow deflects in this region and causes high pressures in the convex part of the bend and negative pressures in the concavous part. This paper cares for the experimental study to define a better geometry for the shaft spillway vertical bend. An experimental study has been carried out, using the spillway model of Paraitinga dam, which scale was 1:51,02, using new bend geometries, to evaluate pressures flow and air entrainment. The influence of the bend geometry has been noticed, and the new curves resulted in a more regular flow, that followed the trace of the curve, with smaller pressures in the convex part, besides a higher flow to submerge the spillway. Equations have been proposed to calculate air entrainment flow as a function of the average concentration of air. Through the experimental study to compare the different curves, one suggest the use of use clotóide curve, as a bend shaft.

**Key words: shaft bend, morning glory spillway, vertical dropshafts, air entrainment, experimental study.**

## 1 INTRODUÇÃO

Em uma barragem, o vertedor deve satisfazer a função principal que é a de conduzir adequadamente e com segurança a cheia de projeto, até um local a jusante da barragem. É, portanto, uma das estruturas que garantem a integridade da barragem e devem ser dimensionadas de modo que tenham capacidade suficiente para descarregar as vazões de enchente.

Um dos tipos de vertedor que pode ser utilizado são estruturas com poço vertical, colocados internamente no lago, independente do corpo da barragem. Esse tipo de vertedor é recomendado quando não há espaço suficiente para construção de um vertedor convencional, no corpo da barragem, ou para o caso de barragens de terra ou enrocamento. Pode-se, inclusive, utilizar a mesma torre para a condução da vazão para as turbinas e para descarregar vazões de cheia, posicionando as tomadas de água em níveis diferentes.

Estruturas de queda com poço vertical também estão sendo construídas em grandes áreas metropolitanas, com a finalidade de transportar águas pluviais da área de drenagem superficial para galerias subterrâneas. Estas podem ser longas o suficiente para descarregar as vazões em locais mais a jusante, minimizando, ou até evitando o problema de inundações em áreas urbanas.

Poços verticais podem ainda ser utilizados como dissipadores de energia, já que os filetes de água caem em contato com as paredes do poço, permitindo a perda de energia cinética do escoamento.

No caso das barragens, estas estruturas podem ter emboque tipo tulipa, vórtice ou tangencial. Os vertedores tulipa são constituídos de uma soleira vertente que se une ao poço vertical. A este último segue-se uma curva, geralmente circular, que termina numa galeria.

Cada uma dessas partes tem aspectos de projeto particulares e devem ser dimensionadas separadamente, cada qual com seu critério de projeto. Porém, com a utilização de modelos físicos e o avanço das técnicas computacionais, é possível modelar o escoamento de cada parte e dimensionar adequadamente este tipo de vertedor.

A exceção é a curva de ligação entre o poço e o túnel. Geralmente usa-se uma curva circular de  $90^\circ$ , com recomendações a respeito do raio de curvatura, para que seja possível a passagem de materiais flutuantes. Porém, constata-se que não há estudos teóricos ou experimentais que permitam verificar se esta geometria é a mais adequada, e, tanto no caso do vertedor tipo tulipa, como no de um poço vertical num sistema de drenagem, a curva de ligação entre o poço vertical e o túnel de descarga é um dos locais críticos no dimensionamento. Nessa região, o escoamento é obrigado a defletir, provocando o aparecimento de elevadas pressões na parte convexa da curva (que será adotada, neste trabalho, com o ponto de vista de fora do escoamento, como a parte externa da curva) e depressões na parte côncava (parte interna da curva). A existência dessas depressões provoca a instabilidade do escoamento nesta região, causando o aparecimento de vibrações.

Não há estudos sobre diferentes geometrias para a curva de ligação e sua influência no escoamento, o que poderia evitar o mau funcionamento da estrutura, quer seja um vertedor tipo tulipa ou numa estrutura de drenagem.

## **2 OBJETIVO**

O objetivo deste trabalho é analisar, através de estudos experimentais, a curva de ligação entre o poço vertical e o túnel de descarga de vertedores tipo tulipa, e definir critérios para uma geometria adequada para esta curva. Para isso, foi feito um estudo experimental, utilizando o banco de ensaio existente no Laboratório de Hidráulica e Mecânica dos Fluidos da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da UNICAMP, utilizando o modelo do vertedor de Paraitinga, SP, na escala 1:51,02.



### 3 CRITÉRIOS DE PROJETO DOS VERTEDORES TIPO TULIPA

Neste capítulo, será apresentada uma revisão bibliográfica com os principais critérios de projeto de vertedores tipo tulipa. Serão abordados trabalhos relativos ao dimensionamento das partes constituintes deste tipo de vertedor, incluindo a curva de ligação.

#### 3.1 CARACTERÍSTICAS GERAIS

Os poços verticais com emboque tipo tulipa foram estudados por diversos pesquisadores que definiram as suas características particulares. Pode-se citar, assim, o estudo do Wagner (1956). Entre os autores recentes que têm feito referência a este vertedor citam-se Senturk (1994) e Novak et al. (1996). Na Figura 3.1 mostra-se um esquema de um vertedor tipo tulipa.

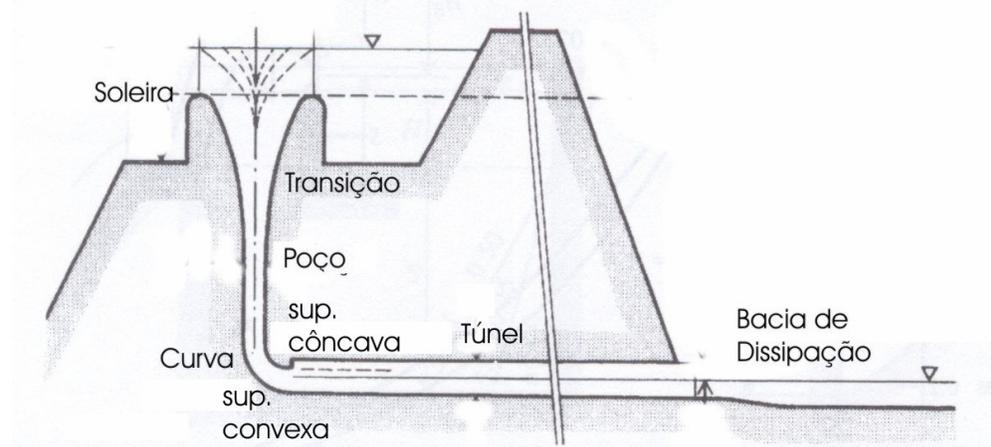


Figura 3.1 - Esquema de um vertedor tipo tulipa, segundo Novak et al. (1996).

Segundo Şentürk (1994), um vertedor tipo tulipa é uma galeria vertical, com a entrada em formato de um funil, constituída de uma seção vertedora, uma transição seguida de uma curva e um túnel horizontal, que descarrega o volume excedente de água para jusante.

A entrada é geralmente circular em planta, com um perfil vertedor tipo Creager, pois este proporciona grandes descargas para pequenos diâmetros de crista, ou pode ser uma soleira plana, como pode ser visto na Figura 3.2. Uma transição une o perfil ao poço e sua geometria deve ser projetada para permitir que o escoamento seja o mais aderente possível à estrutura.

O poço é projetado de modo que sua seção transversal permita a passagem da vazão líquida de projeto, sem a ocorrência de depressões inaceitáveis, podendo ser vertical ou inclinado.

A curva que liga o poço ao túnel é, geralmente, uma simples curva circular de seção e raio constantes e deve permitir a boa aderência do escoamento e permitir a passagem de materiais flutuantes que possam passar pelo poço.

A galeria usada para o desvio do rio na fase de construção da barragem pode ser usada para o túnel do vertedor, caso aquela tenha sido projetada para este fim. O túnel do vertedor deve trabalhar a seção livre ou plena, nunca deve ter os dois tipos de escoamento, pois a mudança de escoamento é acompanhada de ondas que provocam vibrações na estrutura.

Por fim, a estrutura de dissipação pode ser uma bacia convencional ou do tipo “flip bucket”, que lança o escoamento.

Para Mussali (1969), o vertedor tipo tulipa pode ser uma boa opção onde não há espaço para outros tipos de vertedores. No caso de reservatórios formados em vales estreitos por barragens de terra ou enrocamento, onde a topografia não permite a

construção de vertedores laterais; também pode ser usado em barragens de concreto, cujo comprimento da crista não permita a construção de um vertedor convencional.

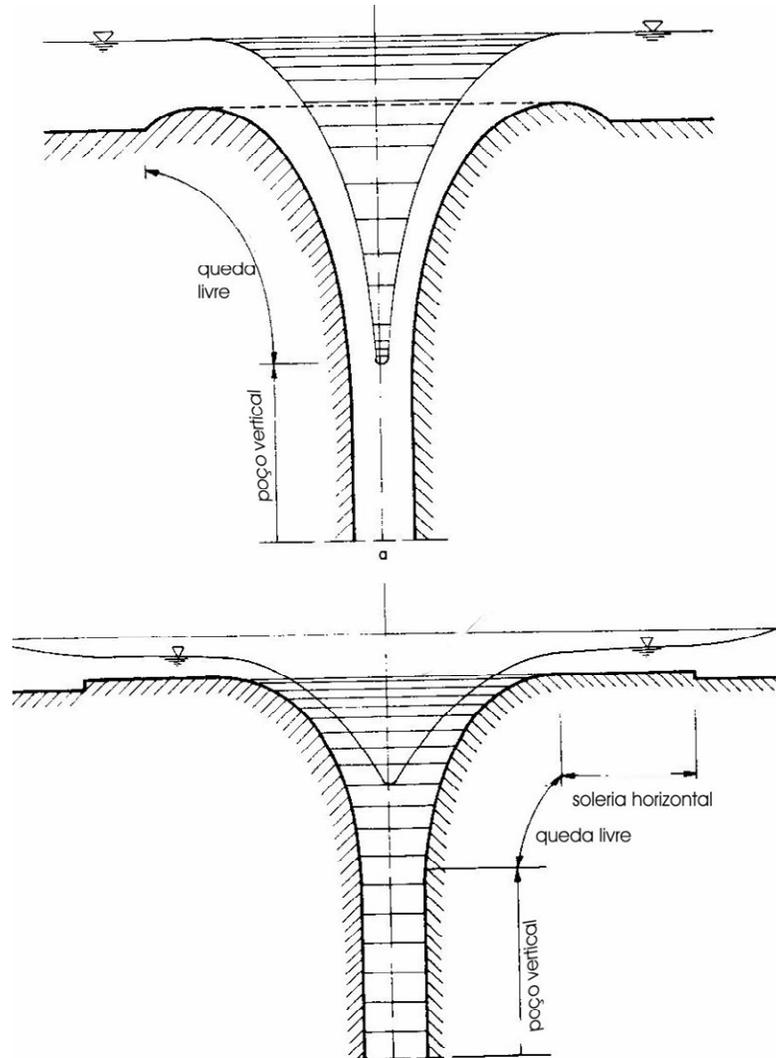


Figura 3.2 Vertedor tulipa com soleira padrão e horizontal, segundo Şentürk (1994)

Uma grande vantagem deste tipo de vertedor é sua forma tipo revolução, a qual permite que as espessuras sejam pequenas quando comparadas com outros tipos de vertedores.

Algumas objeções ao uso deste tipo de vertedor se deviam à impossibilidade de dimensioná-lo de uma forma direta, já que ocorrem vários tipos de escoamento; assim,

analisava-se cada tipo de escoamento separadamente. Para solucionar, porém, o problema da continuidade dos escoamentos, é necessária a realização de estudos em modelos.

A partir das informações apresentadas pode-se concluir que, atualmente, com o grande desenvolvimento da computação, existe a possibilidade de se utilizar modelos matemáticos para simular escoamentos com certa precisão, tornando possível o estudo dos vários tipos de escoamento que aparecem em cada uma das partes de um vertedor tipo tulipa. Porém, para que essas simulações sejam feitas, são necessárias, às vezes, algumas simplificações, podendo levar a alguns erros. Portanto, o uso conjunto dos modelos matemáticos e físicos é importante, pois é possível, num primeiro momento, fazer as simulações matematicamente e, a partir daí, utilizar o modelo físico nas situações onde não há precisão da simulação.

### **3.2 CURVA DE DESCARGA**

Para Şentürk (1994), a carga hidráulica sobre a entrada do vertedor pode originar diferentes tipos de escoamento, como se vê na Figura 3.3. A vazão é descarregada pela crista circular e segue em queda livre ou escoamento em pressão no poço vertical, podendo haver o arraste de ar. Na curva o escoamento sofre deflexão e segue através do túnel, a superfície livre. Por fim, ocorre ressalto hidráulico na bacia de dissipação. Anteriormente, Mussali (1969), Ribeiro e Tomás (1976), USBR (1987) também descreveram as características do escoamento em um vertedor tipo tulipa.

Na Figura 3.4 mostra-se a curva de descarga do vertedor, segundo Şentürk (1994), adaptado de USBR (1987). Observa-se que, para pequenas cargas, a vazão aumenta consideravelmente para pequenos acréscimos de carga. Sendo H a carga acima da crista do vertedor, pode-se expressar a vazão descarregada por:

$$Q = f(H)^{1,5} \quad (3.1)$$

Essa condição é representada na Figura 3.4 entre os pontos a e g. Neste caso, a transição trabalha parcialmente cheia e a água tende a se concentrar nas paredes laterais do poço.

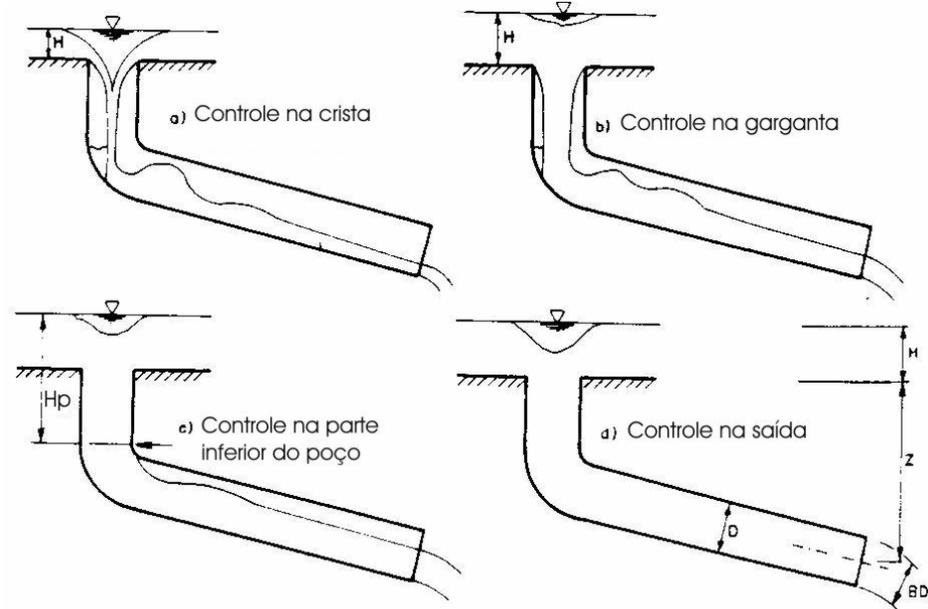


Figura 3.3 Tipos de escoamento num vertedor tulipa, segundo Şentürk (1994).

Conforme se aumenta a carga na crista, o escoamento engrossa e poderá preencher toda a seção transversal. O ponto, a partir do qual o escoamento passa a ser feito a seção plena, é denominado de garganta. Devido ao encontro dos filetes d'água que caem, forma-se acima da garganta uma protuberância chamada de "boil" pela literatura inglesa. Ao se aumentar a carga, tanto a garganta como o "boil" sobem, até submergirem a crista, e o controle passa a ser feito na garganta.

A partir do ponto g da Figura 3.4, há um grande acréscimo da carga para um pequeno aumento da vazão, alterando a curva de descarga. Essa vazão, a partir da qual há uma mudança na inclinação da curva de descarga, corresponde à vazão de afogamento.

Com o progressivo aumento da vazão, o poço passa a escoar a seção plena e o controle desloca-se para a parte inferior do poço. Nesta condição, representada no gráfico da Figura 3.4 entre os pontos g e h, a vazão é dada por:

$$Q = f (H_p)^{1/2} \quad (3.2)$$

sendo  $H_p$ , a carga acima da parte inferior do poço.

Para cargas ainda maiores, o escoamento preencherá a parte interna da curva até atingir a saída do túnel e a lei de escoamento passa a ser:

$$Q = f (H_T - V^2/2g)^{1/2} \quad (3.3)$$

sendo  $H_T$ , a carga total acima do túnel e  $V^2/2g$ , a perda de carga total.

No gráfico da Figura 3.4, esta condição está representada pelos pontos h e f.

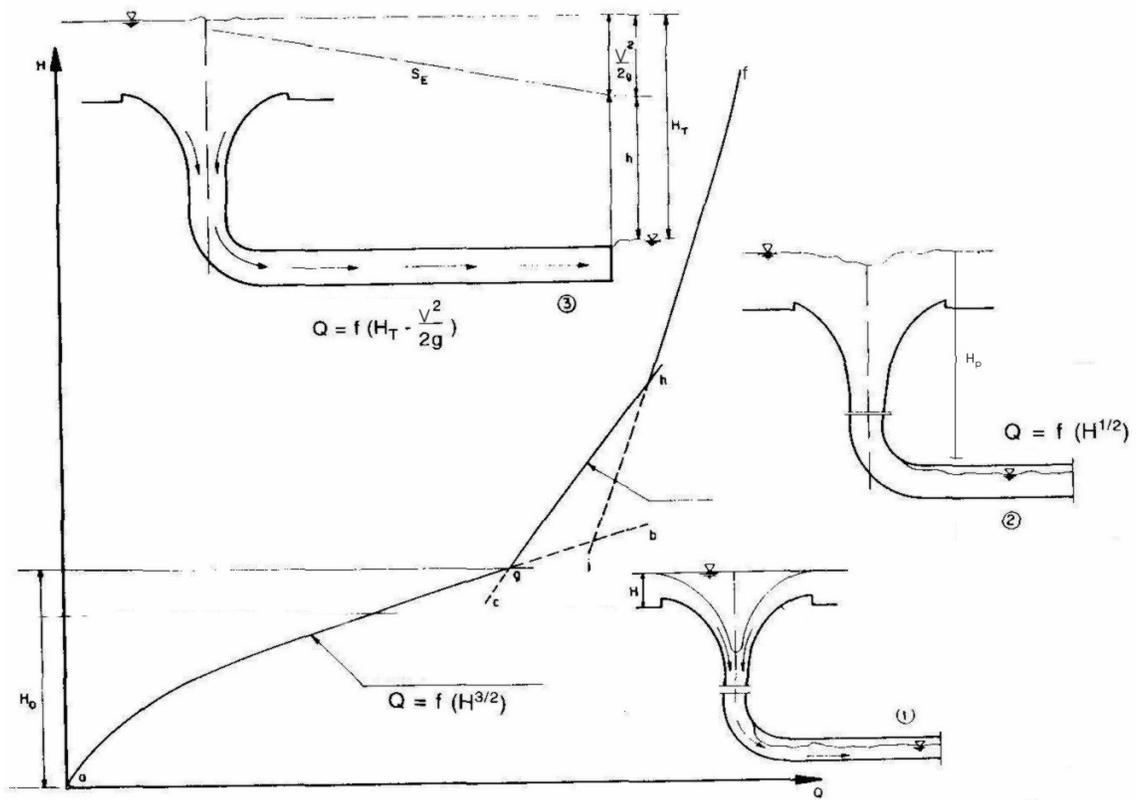


Figura 3.4 Curva de descarga do vertedor tipo tulipa, segundo Şentürk (1994), adaptado de USBR (1987).

Segundo Mussali (1969), as características do escoamento em um vertedor tipo tulipa dependem da dimensão dos seus diferentes elementos, assim, o diâmetro da crista, a geometria da transição e o diâmetro do poço vertical podem ser dimensionados para que o vertedor descarregue maior ou menor vazão.

Para grandes diâmetros da crista, com relação ao diâmetro do poço, podem-se descarregar vazões maiores com cargas menores. Uma transição que permita à garganta ter uma seção menor pode fazer com que o ponto g do gráfico se desloque para a esquerda; no caso contrário, para a direita.

O mesmo acontece para a proporção entre o tamanho da seção transversal do túnel e do poço. Se as duas seções são iguais, a transição do controle da crista para o túnel, ou do controle na parte inferior do poço para o túnel ocorre quando o escoamento no túnel se dá a seção plena, produzindo a mudança do controle para a saída do túnel. Se o túnel for superdimensionado, o escoamento no túnel se faz sempre à superfície livre; caso contrário, o escoamento será a seção plena no túnel, enquanto o poço escoar parcialmente cheio, mudando o controle direto da crista para o túnel.

O tipo de controle dependerá da finalidade da obra. Se o propósito é deixar passar todo o excesso d'água sem que este passe por cima da crista da barragem, o vertedor deverá ser projetado para funcionar com o controle na crista para toda a faixa de vazões. Por outro lado, se o propósito é o de limitar a vazão à jusante da barragem, o extravasor deverá ser projetado para funcionar livre com pequenas cargas e afogado para as grandes cargas.

Um dos problemas deste tipo de vertedor é quando a vazão de afogamento ocorre antes da vazão máxima de projeto, pois se pode ter o galgamento da barragem e sua conseqüente destruição. Além disso, as dimensões do poço e da curva devem ser tais que permitam a passagem de objetos que possam obstruí-los. Um outro problema que pode ocorrer é a vibração, já que as mudanças das seções de controles podem ser repentinas e acompanhadas de vibrações.

Na Figura 3.5 pode-se ver um esquema de estruturas hidráulicas na forma de poços verticais com funções combinadas, para uso em barragens de terra e enrocamento, descritas por Bollrich (1971). Na Figura 3.6 mostra-se a foto do vertedor tipo tulipa, da Usina de Caconde (SP).

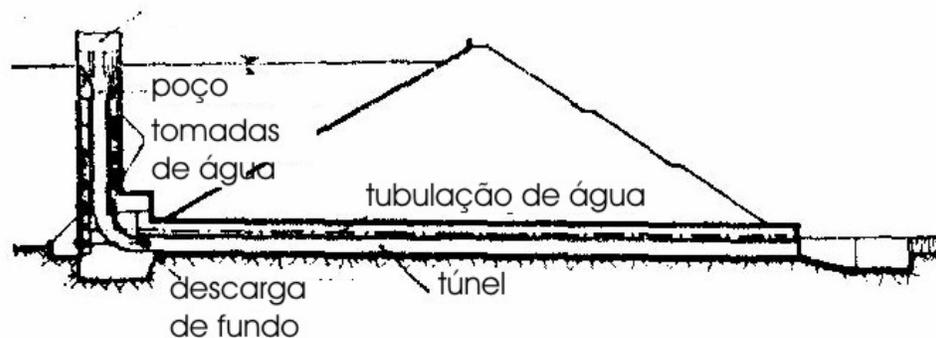


Figura 3.5 Esquema de estrutura em poço vertical com funções combinadas, segundo Bollrich (1971).

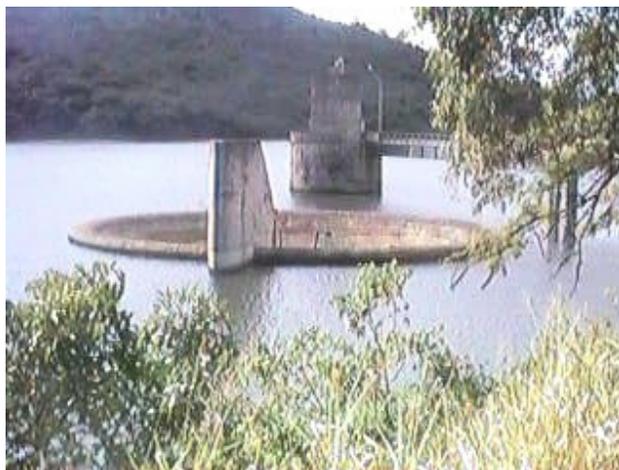


Foto 3.1 Vertedor da Usina de Caconde (SP), conforme Genovez (1997).

### 3.3 DIMENSIONAMENTO DO VERTEDOR

O dimensionamento de cada parte de um vertedor tipo tulipa tem aspectos particulares. As grandezas para se projetar corretamente um vertedor deste tipo são: o desnível entre a cota máxima do reservatório e a do fundo da galeria de descarga, a vazão máxima a ser descarregada, a carga sobre a crista e a largura da crista. Várias investigações foram realizadas para auxiliar no projeto e dimensionamento do vertedor tulipa. O trabalho de Genovez (1997) faz a revisão bibliográfica do dimensionamento de cada parte do vertedor tipo tulipa.

O perfil vertente tem o traçado de uma lâmina de água que escoa em um vertedor circular de parede delgada, como pode ser visto na Figura 3.6, e pode ser determinado através dos critérios estabelecidos por Wagner (1956), Lazzari (1959) Marchi e Rubatta (1959). Castorani, di Santo e Piccini (1986) realizaram um estudo com base na norma italiana, sugerindo uma equação para o cálculo do perfil que relaciona a coordenada Y do perfil com o seu raio, que representa, neste caso, a coordenada X (ver Figura 3.6). Assim, o perfil vertedor pode ser calculado por:

$$Y = \frac{0,45}{h_0} (R - 0,5D)^2 \quad (3.4)$$

sendo Y, a coordenada do perfil, D, o diâmetro da seção de união da curva ou do poço, R, o raio de curvatura do perfil vertente da tulipa e  $h_0$ , a carga acima da crista do vertedor.

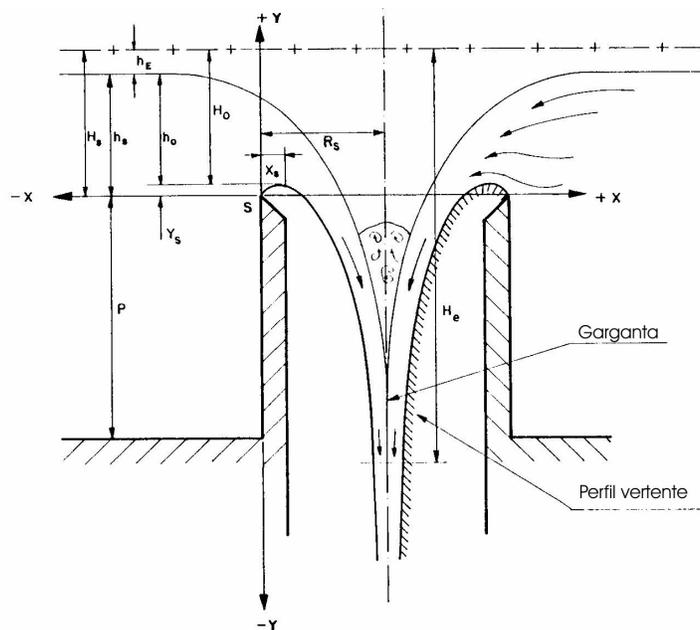


Figura 3.6 Variáveis para o traçado do perfil vertente, segundo Şentürk (1994), adaptado de USBR (1987).

Além dos já citados, Viparelli (1990) também propôs um método para se determinar o perfil do vertedor, a partir dos critérios de Wagner (1956) e Gardel (1949). Segundo a autora, a partir de ambos os critérios, tanto o de Wagner como o de Gardel, pode-se definir a geometria da soleira vertente a partir dos valores conhecidos da vazão de projeto Q e da carga  $H_0$ . Porém, Wagner não leva em consideração o coeficiente de

descarga enquanto que Gardel não considera as pressões sobre o paramento do vertedor. Assim, Viparelli (1990), baseando-se nos resultados experimentais de Wagner (1956) e Gardel (1949) propõe um novo critério para o traçado do perfil do vertedor.

Seguindo o critério de Viparelli (1990), a partir de uma vazão de projeto conhecida  $Q_p$  e de um valor característico do perfil da soleira  $\gamma$ ,  $H_p$  ou  $R$ , sendo  $\gamma$  a relação entre  $h_0$  e  $R$ , (ver Figura 3.6),  $H_p$  a carga de projeto e  $R$  o raio da tulipa, pode-se definir somente um par de valores que satisfazem as condições. Por isso, este critério torna-se mais vantajoso que o de Wagner, já que, neste caso, quando são conhecidas a vazão  $Q$  e a carga  $H_p$  o cálculo de  $R$  não é direto, havendo a necessidade de tentativas.

Para Şentürk (1994), deve-se determinar o perfil de acordo com a metodologia do USBR (1987). A partir de um valor de  $R_S$  (raio do vertedor circular) arbitrado pelo projetista, e dos valores da carga  $H$ , da altura da crista  $P$  e da vazão a ser descarregada  $Q$ , calculam-se as relações  $P/R_S$ ,  $H/R_S$  e  $H_0/H_S$ , sendo  $H_0$  a carga a partir da crista do vertedor. Com essas relações e a partir dos ábacos e tabelas do USBR (1987), é possível determinar as coordenadas adimensionais  $X/H_S$  e  $Y/H_S$  do perfil vertente da tulipa.

Para unir o perfil vertente ao poço vertical é necessária uma transição, já que o poço é construído com diâmetro constante, para os vertedores de alta queda. A transição deve possuir uma geometria que permita um escoamento o mais aderente possível à estrutura, diminuindo assim o efeito das depressões que ocorrem nesta região. O USBR (1987) propõe uma equação para calcular o raio mínimo necessário da transição para escoar a vazão de projeto sem estrangulamento. Assim:

$$R_t = 0,275 \frac{Q^{0,5}}{H_a^{1/4}} \quad (3.5)$$

sendo:

$Q$  é a vazão descarregada;

$R_t$  é o raio do jato;

$H_a$  é a carga total até a garganta.

Strauch, Cuomo e Souza (1989), citados por Strauch (1990) propuseram um novo traçado para a transição, através de uma curva tipo lemniscata, eliminando assim a descontinuidade entre a transição e o poço. A característica principal desta curva é possuir um raio de curvatura que varia de um valor finito a um infinito, permitindo uma concordância perfeita da transição com o poço. Para Genovez (1997), os métodos de cálculo da transição e recomendações para o dimensionamento do poço vertical desconsideram o problema do arraste de ar pelo núcleo do escoamento líquido.

À transição, segue-se o poço vertical. Bollrich (1971) afirma que o diâmetro do poço vertical pode ser calculado, através de um processo iterativo, a partir da seguinte equação:

$$Q_{\text{máx}} = \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{\frac{2gH_p}{1 + \zeta + f \cdot D/L}} \quad (3.6)$$

sendo:

$H_p$  a carga total até a parte inferior do poço;

$D$  o diâmetro do poço;

$L$  o comprimento do poço;

$\zeta$  a perda de carga na entrada.

O autor recomenda ainda que o diâmetro não seja inferior a 3m devido aos métodos construtivos e para que materiais flutuantes possam passar.

Segundo Genovez (1997) o poço vertical é projetado para escoar a vazão de dimensionamento sem restrições. Para uma seção circular de diâmetro  $D$ , sendo  $H_N$  a carga em uma seção  $N$ , nenhuma seção do poço vertical deverá ter diâmetro inferior ao determinado através da equação:

$$D^2 \geq \frac{Q}{\pi \sqrt{2gH_N}} \quad (3.7)$$

Vischer e Hager (1998) sugerem que o poço deve ter um raio mínimo de 1,5m, para permitir passagem de material flutuante, e que, para um projeto inicial, seu raio  $R_p$

pode ser relacionado com o raio R da tulipa. Assim, numa primeira aproximação, pode-se dimensionar o poço através da expressão:

$$R_p = 1+0,1R \quad (3.8)$$

A ligação entre o poço e o túnel vertical se faz através de uma curva, cujos critérios de projeto serão tratados adiante.

Por fim, a vazão é descarregada através do túnel, até a bacia de dissipação. Para dimensionar o túnel, considera-se que este e o poço vertical sejam construídos com a seção transversal constante, por razões práticas. Deve-se considerar ainda que sua seção transversal seja suficiente para que o escoamento seja livre para todo o intervalo de vazões, evitando a possibilidade de vibrações devido à mudança de controle da crista, da garganta ou da curva para o túnel. Mussali (1969) cita que, no Laboratório Nacional de Engenharia Civil de Portugal - LNEC, a seção disponível para o escoamento da água deve ser no máximo igual a 86% da seção transversal. Bollrich (1971) recomenda que entre a superfície de água e o teto do túnel deve haver um espaço de cerca de 10% a 20% da profundidade máxima da água para que o ar circule livremente. Segundo o USBR (1987), a seção disponível para o escoamento de água deve ser igual a 75%. Genovez e Genovez (2002) cita que o escoamento deve preencher até 2/3 da seção do túnel, com o objetivo de deixar espaço para permitir a passagem de ar.

Genovez e Genovez (2000) realizaram um estudo com o objetivo de analisar as características hidráulicas dos vertedores tipo tulipa construídos no Brasil, de acordo com a orientação da norma italiana que especifica que estes vertedores devem ser dimensionados de maneira que a cota de afogamento resulte superior àquela do máximo nível do reservatório aumentado de 2/3 da borda livre líquida. O dimensionamento é feito impondo-se a condição de descarga livre na galeria e afogamento para a nova carga, para a vazão máxima.

A partir da imposição da norma, no que diz respeito à carga de projeto, adota-

se um procedimento de cálculo para avaliar simultaneamente a viabilidade da obra, ligando a determinação do raio da crista R ao diâmetro D do túnel de descarga. Esta relação entre R e D é dada por:

$$R^2 = \frac{\eta a^2 D^4 (H + h' + 0,67F_r - a^* D)}{4\pi^2 \mu^2 (h' + 0,67F_r)^3 \left(1 + \frac{2\eta a^2 bL}{C^2 d'^3 D}\right)} \quad (3.9)$$

sendo:

R o raio da tulipa;

C o coeficiente de resistência;

D o diâmetro do túnel;

$F_r$  a borda livre”;

$h'$  carga sobre a crista para a vazão de projeto;

$H^*$  o desnível entre a crista do vertedor e a cota de fundo da galeria;

$L^*$  o comprimento da galeria;

b o perímetro molhado do túnel referido ao diâmetro D;

$d'$  área do túnel referida ao quadrado do diâmetro D;

a área da seção de controle, referida ao quadrado do diâmetro D;

$a^*$  altura da lâmina d'água referida ao quadrado do diâmetro D;

$\eta$  coeficiente de perda de carga na curva;

$\mu$  coeficiente de descarga.

Na Figura 3.7 mostra-se um esquema com os principais elementos do vertedor.

Genovez e Genovez (2000) analisaram os vertedores tipo tulipa construídos no Brasil e calcularam quais seriam os diâmetros do túnel de acordo com a nova imposição, utilizando a Equação 3.9. A partir dos valores calculados, constatou-se que, fixado o diâmetro da tulipa para as condições de projeto, o valor do diâmetro do túnel teve um aumento de 29% a 97,5%, aumentando também a capacidade de vazão, o que justificaria um custo maior de construção. Os autores sugerem determinar, na fase de projeto, as dimensões do túnel de acordo com a sistemática apresentada. Se as vazões a descarregar superarem as máximas, adotar outro vertedor complementar para

fornecer as condições de segurança.

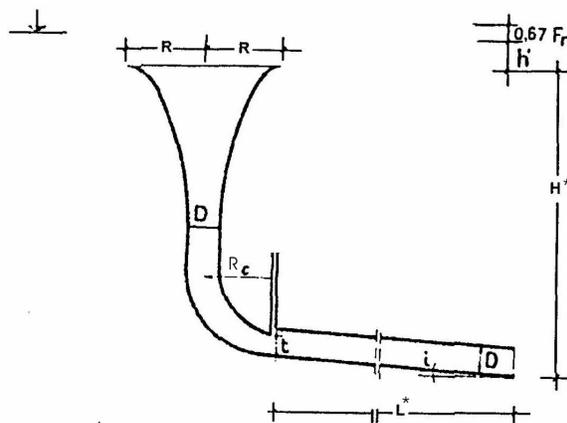


Figura 3.7 Elementos principais de um vertedor circular, segundo Castorani, Santo e Piccini (1986).

De acordo com a norma italiana, o dimensionamento do vertedor é feito considerando que este trabalhará afogado para a vazão máxima, que é uma condição não favorável à segurança da barragem, pois, a partir da vazão de afogamento, há um acréscimo grande do nível no reservatório para um pequeno acréscimo na vazão. Porém, nesta situação há um aumento no diâmetro do túnel e, conseqüentemente na capacidade de vazão, o que justificaria a adoção desse critério e o aumento no custo de construção. Porém, vale lembrar a necessidade de vertedores complementares, caso exista a possibilidade de ocorrência de vazões maiores do que a máxima.

Com base na revisão apresentada, nota-se que existem vários estudos referentes aos critérios de dimensionamento do vertedor tipo tulipa. Apesar de haver alguns estudos mais recentes, o critério apresentado pelo USBR (1987) ainda é o mais utilizado. Porém, deve-se considerar também o critério de Viparelli (1990), já que este apresenta a vantagem de se poder calcular o raio R da tulipa diretamente, sem a necessidade de tentativas. Vale ressaltar que o perfil vertente e a transição devem permitir que o escoamento se faça aderente às paredes. O poço e o túnel devem ter o mesmo diâmetro, sendo que o túnel deve permitir a passagem do escoamento ar-água, sem que aconteça a mudança do tipo de escoamento de livre para forçado, evitando

assim, problemas no funcionamento do vertedor devido à mudanças na seção de controle.

### 3.3.1 Curva de Ligação Poço-túnel

A curva de ligação poço - túnel é um dos locais críticos no dimensionamento de um vertedor tipo tulipa, pois é nessa região que o escoamento sofre deflexão, dando origem a problemas de elevadas pressões na parte externa da curva e depressões na parte interna. Não existe ainda um critério específico para o cálculo do raio da curva, somente algumas recomendações. Além disso, poucos estudos experimentais foram realizados, para que se pudesse determinar uma geometria adequada para a curva.

Gardel (1949) realizou estudos experimentais com vertedor tipo tulipa e determinou duas equações para avaliar as perdas de carga na curva, sendo uma para curvas com aeradores a montante e outra para curvas com aeradores a jusante. As equações permitem determinar o coeficiente de perda de carga  $\eta$  em função do raio da curva  $R_c$  e de seu diâmetro  $D$ . Assim, tem-se, para curvas com aerador a montante:

$$\eta = 0,168 \left( 2 + \frac{R_c}{D} \right) \quad (3.10)$$

e para curvas com aerador a jusante:

$$\eta = 0,133 \left( 4 + \frac{R_c}{D} \right) \quad (3.11)$$

Estas expressões, que são resultado de estudos experimentais de Gardel (1949) foram citadas também por Senturk (1994), que como já indicado é uma referência recente sobre os vertedores tipo tulipa.

Taylor e Eldsen (1955) realizaram um estudo experimental para determinar o coeficiente de descarga do vertedor tipo tulipa de uma barragem na Escócia e estudar

as condições de escoamento na curva de ligação.

A curva utilizada no vertedor era uma curva tipo Kaplan, sendo o raio interno de 1,5 vezes o diâmetro do túnel, com nove tomadas de pressão, nos pontos indicados na Figura 3.8. O modelo foi feito na escala 1:24.

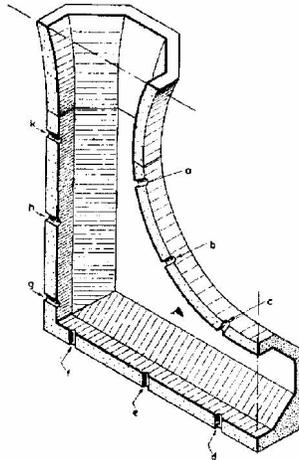


Figura 3.8 Curva Kaplan com as tomadas de pressão, segundo Taylor e Eldsen (1955).

Os resultados obtidos com os ensaios mostraram que esta curva não era satisfatória, pois a água que caía no poço tendia a se descolar da curva e seguir verticalmente, provocando o arraste de ar. Além disso, quando a altura de água no túnel tendia a tocar a parte superior, o escoamento era bastante instável. Isto é justificado pelo fato de provocar uma mudança na seção de controle, o qual se faz acompanhado normalmente de efeitos indesejáveis como vibrações. Aumentando a carga sobre o vertedor, a curva e o túnel passavam a operar sob pressão. Neste caso, pouco ar era arrastado e o escoamento era aparentemente estável. Foram testados vários dispositivos (inclusive aeradores), mas o problema não foi resolvido.

Para comparar, foi ensaiada uma curva circular (Figura 3.9), dentro das mesmas condições, resultando esta mais satisfatória para o caso de escoamento livre. A perda de carga total foi menor do que na curva Kaplan.

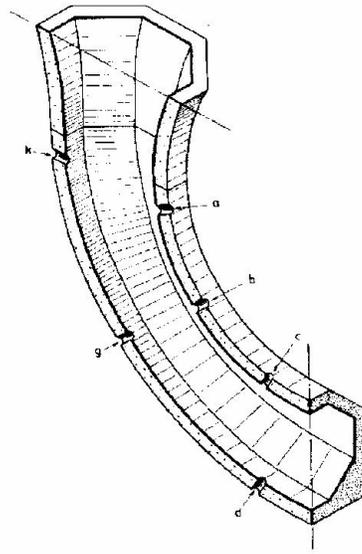


Figura 3.9 Curva circular ensaiada por Taylor e Eldsen (1955).

Foi ensaiada também uma curva Kaplan modificada, mostrada na Figura 3.10, resultando numa melhora no escoamento e uma perda de carga menor, porém, o escoamento ficava bastante instável no túnel, quando se aplicava uma restrição na saída. A curva com pontos de inflexão também não favorece o escoamento, mas a nova forma acompanha mais suavemente o escoamento.

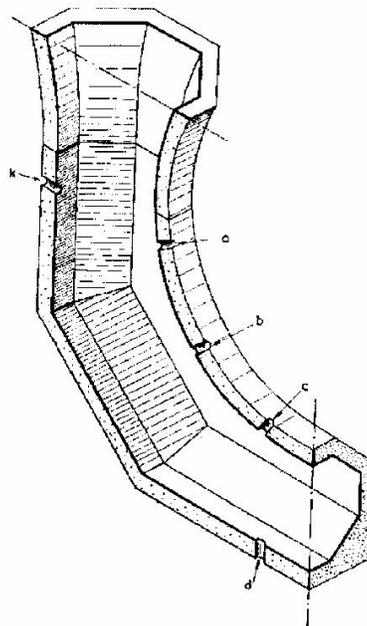


Figura 3.10 Curva Kaplan modificada, segundo Taylor e Eldsen (1955).

Uma última tentativa foi uma curva com dois centros de curvatura (Figura 3.11). Os resultados foram melhores que os da anterior, porém, mais uma vez a constrição na saída afetava o escoamento.

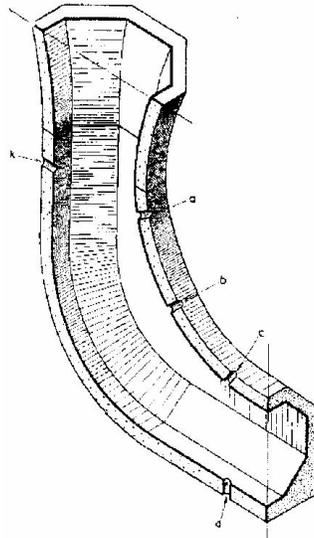


Figura 3.11 Curva de dois centros, segundo Taylor e Eldsen (1955).

O arranjo final adotado foi o da Figura 3.12, sendo também alterado o túnel (Figura 3.13), para reduzir os problemas de escoamento instável na saída, notados anteriormente.

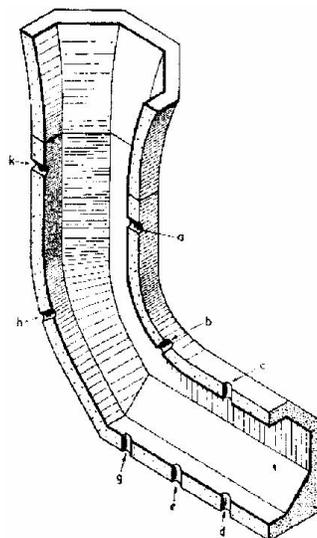


Figura 3.12 Curva final, segundo Taylor e Eldsen (1955).

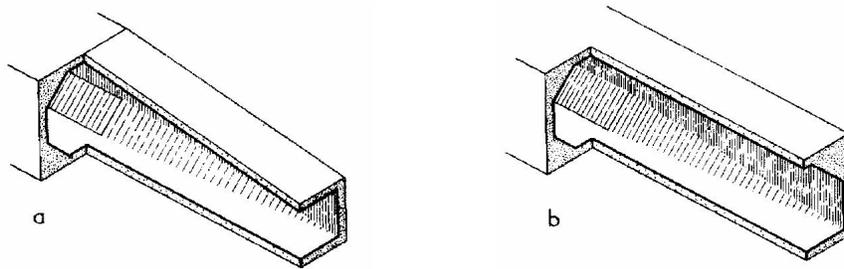


Figura 3.13 Mudanças na seção do túnel de saída, segundo Taylor e Eldsen (1955).

Observa-se, a partir dos resultados de Taylor e Eldsen (1955), que modificações na geometria da curva podem realmente interferir na quantidade de ar arrastado, na perda de carga e nas pressões que ocorrem na curva, evidenciando necessidade de se realizar estudos para verificar a influência que a geometria da curva pode ter no escoamento em um vertedor tipo tulipa.

Bradley (1956) avaliou o comportamento de vários vertedores tipo tulipa. Para isso, enviou um questionário para o responsável pela operação de várias usinas. O objetivo era determinar as vantagens e desvantagens deste tipo de vertedor e saber como os materiais usados na estrutura suportariam as forças que seriam impostas. Para o autor, apesar de o vertedor ser bastante razoável para várias situações, deve-se considerar dois fatores importantes do ponto de vista estrutural: o concreto, ou qualquer outro material utilizado na curva e no túnel, deve suportar as altas velocidades da água que desce pelo poço, e o escoamento, que não deve provocar vibração na estrutura.

Vários dos vertedores tulipa analisados apresentaram erosão a jusante da curva vertical, evidenciando a cavitação e o impacto da coluna de água que cai do poço. Algumas apresentaram vibração ou barulho e houve outras que não apresentaram problemas. Porém, não há um relato específico a respeito das causas dos problemas e se algo foi feito para saná-los ou ao menos diminuí-los.

Segundo Lencastre (1956), um dos problemas importantes ao estudar a curva é investigar se o aeramento é necessário e como deve ser obtido. Através de ensaios

realizados, concluiu que nenhum aeramento é necessário para galerias muito curtas, sendo que, para galerias mais longas, o aeramento sempre conduz a uma maior estabilidade do escoamento. O aeramento a montante provoca geralmente maiores perdas de carga que o de jusante, fazendo com que o afogamento se dê com vazões menores.

Porém, sempre que haja uma margem suficiente entre a vazão máxima e a de afogamento, é preferível aerar a montante, pois a possibilidade de depressão na parte interna da curva é assim eliminada. O autor lembra ainda que a perda de carga na curva não é fácil de ser prevista.

Indri (1959) realizou um estudo experimental com descarregadores em poço, simples ou com dispositivos para sifão, para manter constante o nível do reservatório, comparando os resultados com alguns experimentos já realizados, mas não publicados.

Utilizou várias curvas diferentes nos vertedores, mostradas na Figura 3.14, dentre as quais foi escolhida o tipo  $M_3$  e adotado em todos os outros ensaios, apesar de acarretar uma leve diminuição da vazão máxima e requerer uma quantidade de ar para aeração do escoamento notavelmente maior que os outros tipos.

O tipo de curva adotada nos ensaios realizados demonstrou ser a mais adequada às várias exigências funcionais e de segurança. A curva circular que, a princípio, parecia a solução mais racional, não respondeu bem às outras exigências funcionais, como por exemplo, as depressões que se formam, principalmente ao longo da parte interna da curva. Melhores resultados poderiam ser alcançados com curvas parabólicas, ou melhor, a clotoide ou lemniscata, ou alguma curva análoga.

Nota-se que Indri (1959) já propõe que sejam feitos estudos com curvas de ligação cujos raios de curvatura sejam mais suaves do que o de uma curva circular, para avaliar sua influência no escoamento.

Mussali (1969) realizou uma pesquisa entre os extravasores tipo tulipa

construídos até esta data e verificou que não existia um critério definido para o cálculo da curva. O EUA - Bureau of Reclamation utilizou uma relação entre o raio de curvatura ao longo da linha central  $R_C$  e o diâmetro da curva  $D$  variando entre 1,04 e 5,5. O Laboratório Nacional de Engenharia Civil - LNEC usou nos seus projetos uma relação  $R_C/D$  de 1,2 a 3,2. Em outros projetos, essa relação variava entre 0,5 a 5,5.

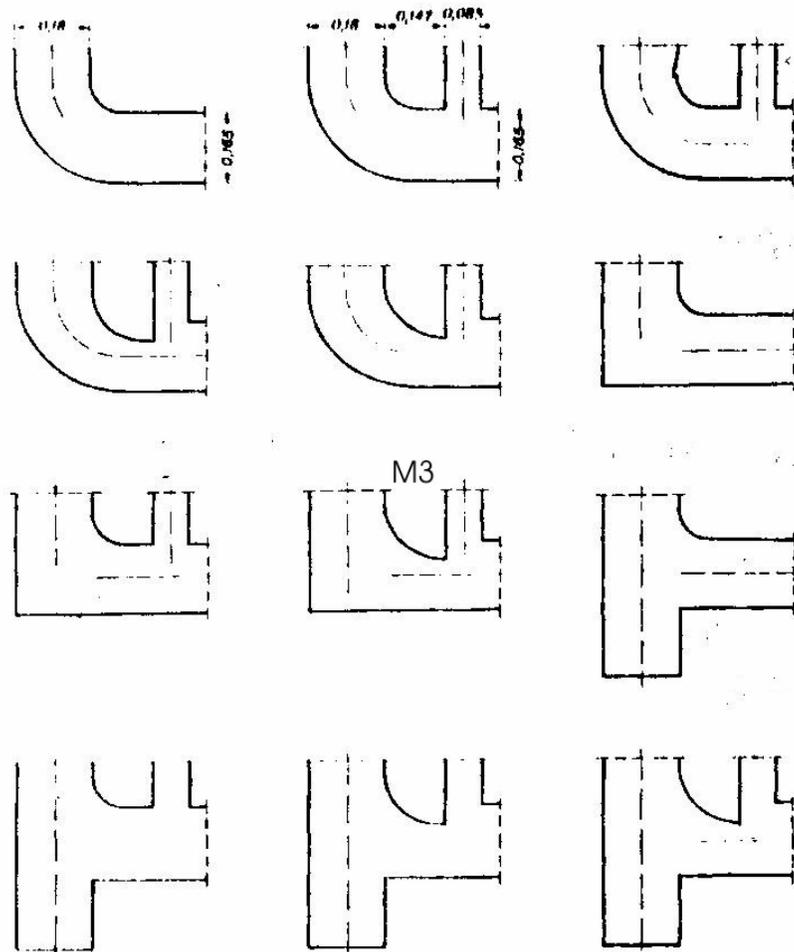


Figura 3.14 Tipos de curva utilizados por Indri (1959),

Apesar das recomendações de vários autores para a curva de ligação entre o poço e o túnel, não existem estudos referentes à geometria nem ao raio de curvatura, e se alterações teriam alguma influência sobre as pressões na curva ou sobre a quantidade de ar arrastado.

O Centro Tecnológico de Hidráulica (1971) foi encarregado de estudar em

modelo o projeto do vertedor da Barragem de Paraitinga. O modelo foi feito em escala 1:25.

Através dos ensaios verificou-se que o escoamento na curva se dava em duas partes: uma no fundo da curva, que aderiu razoavelmente e escoou de forma aceitável; outra na parte da frente que caía verticalmente, não acompanhando a mudança de direção e, portanto, perturbando o escoamento. Ressalta-se aqui a necessidade de modificações para forçar a trajetória dos filetes de maneira que entre na curva de modo satisfatório.

Foram feitas algumas modificações nas curvas para melhorar este escoamento. Para isso, foram testados alguns defletores, com a finalidade de concentrar o escoamento sobre a face convexa do cotovelo, permitindo um escoamento uniforme. Com os defletores o escoamento melhorou, porém estes não foram aprovados devido às baixas vazões de início de afogamento, que variaram entre  $615\text{m}^3/\text{s}$  e  $795\text{m}^3/\text{s}$ .

Também foi introduzido um orientador, que nada mais era do que um prolongamento da face do poço para dentro da curva. Este orientador tinha a finalidade de concentrar o escoamento sobre a parte de maior raio de curvatura do cotovelo. O orientador trouxe melhoria ao escoamento, porém, a vazão de afogamento ainda era baixa ( $750\text{m}^3/\text{s}$ ).

Decidiu-se então, modificar o traçado da curva, utilizando para isso uma curva com três centros de curvatura, chamada de policêntrica, como pode ser visto na Figura 3.15. A diferença entre a nova curva e a original era bem pequena, porém, a vazão de afogamento passou a ser  $920\text{m}^3/\text{s}$ . Além disso, o escoamento no cotovelo melhorou bastante, eliminando-se quase que totalmente a agitação. As depressões na parte superior do poço, logo abaixo da garganta diminuíram, adquirindo valores positivos.

A partir dos resultados do CTH, fica evidente a importância de novos traçados para a curva de ligação. Nota-se que a introdução do defletor e do orientador, não

melhorou as condições do escoamento, fazendo também com que o afogamento se desse com vazões menores. A melhora no escoamento só aconteceu quando foi feita uma modificação na curva, o que evidencia a importância de estudos para se determinar uma geometria mais adequada para a curva de ligação, que permita que o escoamento se faça de maneira eficiente.

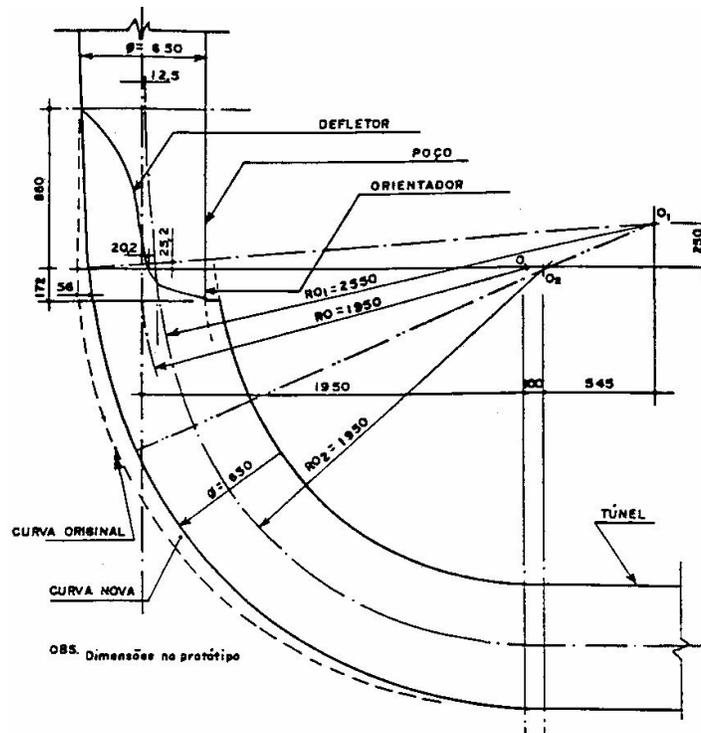


Figura 3.15 Curva policêntrica do vertedor de Paraitinga, segundo CTH (1971).

Bollrich (1971) afirma que na curva se faz necessário um concreto de alto desempenho para evitar problemas de desgaste, devido à força de impacto da massa de água. No início da curva, são colocados aeradores para que o escoamento na curva seja livre e para prevenir o aparecimento de pressões negativas. O raio da curva deve ser de 2 a 3 vezes o diâmetro do poço  $D$  para manter a dissipação de energia e permitir a passagem de materiais flutuantes presentes no escoamento.

Segundo Ribeiro e Tomás (1976), a elevada força de impacto e de deflexão da água produz fortes vibrações e ataques ao material, merecendo atenção especial. Faz-se necessário, então, um concreto de alta resistência, com a menor rugosidade

possível. A capacidade de descarga é mais influenciada pela curvatura do cotovelo do que pela altura do poço. O raio do cotovelo deve ser maior do que, pelo menos, 2 ou 3 vezes seu diâmetro, para manter a energia de dissipação e as vibrações com valores menores possíveis e para permitir a passagem dos materiais flutuantes.

Goldring (1983) afirma que, em grandes condutos fechados, é comum a vazão de água estar acompanhada por uma pequena quantidade de ar. Para descrever o arraste de ar em curvas que ligam poços verticais a túneis e determinar se bolsões de ar irão se formar, o autor realizou um estudo experimental, utilizando curvas de acrílico. O diâmetro interno da tubulação variou de 0,072m a 0,190m e o raio da curva  $R_C$  variou de  $0,5D$  a  $1,5D$ , sendo  $D$  o diâmetro do túnel. Foram feitas medições da altura de água no túnel ( $Y_1$ ), usando uma escala de cada lado da seção de ensaio, além do ângulo  $\phi$  que o escoamento no túnel faz com a horizontal. Na Figura 3.16, mostra-se um esquema do escoamento na curva, com as variáveis envolvidas.

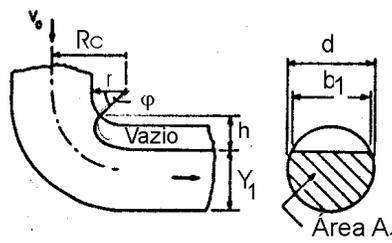


Figura 3.16 Variáveis envolvidas no escoamento na curva, segundo Goldring (1983).

Nas Figuras 3.17.a, 3.17.b e 3.17.c mostram-se os perfis de escoamento para vazão líquida constante e vazões de ar crescentes, para um conduto de 0,14m de diâmetro e com relações entre o raio da curva e diâmetro do tubo ( $R_C/D$ ) iguais a 0,75, 1,0 e 1,5, respectivamente. Para maiores vazões de ar, o ressalto no túnel desloca-se para jusante.

Para Castorani, Di Santo e Piccini (1986) os valores máximos de vazão descarregada são influenciados pela presença da curva com seção variável ou

constante, sendo que para seção variável houve um aumento de 50% na capacidade de vazão, o que justificaria o custo maior de construção devido ao raio variável da curva. Os autores sugerem que o cotovelo seja projetado impondo que a posição de seu eixo permaneça invariável, e que suas seções diamétricas permaneçam circulares e com diâmetro variável linearmente entre aquele inicial e final da curva.

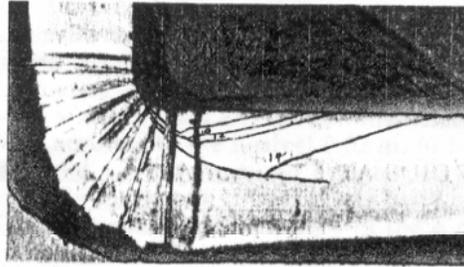


Figura 3.17.a Perfil do escoamento no túnel de 0,14m de diâmetro e  $R_C/D = 0,75$ , com seção parcial, segundo Goldring (1983).

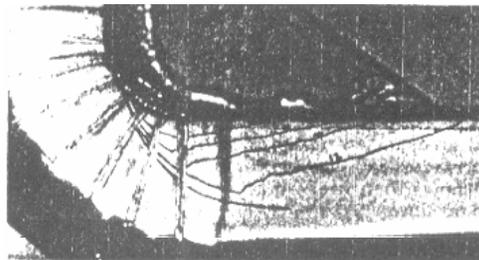


Figura 3.17.b Perfil do escoamento no túnel de 0,14m de diâmetro e  $R_C/D = 1,00$ , com seção parcial, segundo Goldring (1983).

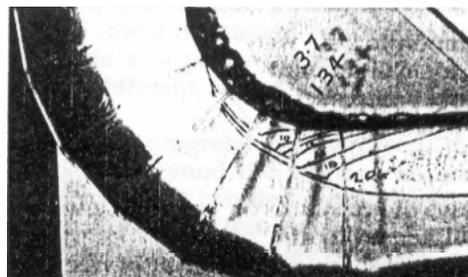


Figura 3.17.c Perfil do escoamento no túnel de 0,14m de diâmetro e  $R_C/D = 1,50$ , com seção parcial, segundo Goldring (1983).

Os autores pretendem efetuar estudos para avaliar o valor do coeficiente de perda de carga na curva para seções transversais circulares de diâmetro linearmente decrescente, antecedida ou não pelo poço vertical.

Com relação às perdas de carga, não existe um formulário para o cálculo da perda de carga na curva, quando esta trabalha com seção parcialmente cheia. Levin (1968) fornece valores do coeficiente de perda de carga localizada quando o escoamento se faz com a seção plena.

Para Şentürk (1994), determinou uma equação para se estimar as perdas de carga na curva do vertedor tulipa ( $\Delta h$ ).

Porém, o autor não especifica se esta equação é utilizada para escoamento forçado ou se pode também ser usada no caso de escoamento livre na curva, além de não fazer referência às unidades das variáveis.

Para Vischer e Hager (1998), a curva deve ter um raio mínimo igual a 6 vezes o raio do poço vertical para quedas de até 20m e 10 vezes o raio do poço para quedas de até 50m.

Não existem, porém, referências sobre como essas relações foram obtidas, ou se algum estudo experimental foi realizado pelos autores.

Nota-se que há algumas recomendações a respeito do raio da curva, considerando que esta deva permitir a passagem de materiais flutuantes e que o escoamento se faça sem vibrações. Também não há fórmulas ou critérios para o cálculo da perda de carga no caso da curva não trabalhar com escoamento forçado. Por fim, poucos estudos experimentais foram realizados com o objetivo de se estudar qual a influência que a geometria e o raio da curva de ligação entre o poço vertical e o túnel possam ter sobre o escoamento no vertedor.

Concluindo, não existe um critério específico para o cálculo do raio da curva, nem uma referência a uma geometria mais adequada, o que causa surpresa, pois a curva de ligação é um dos pontos importantes no projeto de um vertedor tipo tulipa.



## **4 ARRASTAMENTO DE AR EM POÇOS VERTICAIS**

O conhecimento da quantidade de arraste de ar nos poços verticais é importante, pois as estruturas à jusante são dimensionadas em função da vazão líquida máxima, que diminui devido ao ar arrastado. Além disso, como essas estruturas geralmente funcionam com escoamento livre, as vazões inferiores à máxima são as mais freqüentes, sendo, portanto, necessário conhecer a vazão de ar transportada para determinada vazão. Deve se considerar ainda a necessidade de obras para permitir a saída do ar arrastado.

No caso de um vertedor tipo tulipa, que é formado por um poço vertical, a presença de ar no escoamento pode prejudicar sua operação, visto que a vazão líquida descarregada diminui devido ao ar arrastado. Além disso, as bolhas de ar que se formam podem arrebentar e causar instabilidade no escoamento.

Neste capítulo será apresentada uma análise dos processos de arraste de ar, bem como trabalhos referentes ao estudo do problema deste tipo de escoamento.

### **4.1 INTRODUÇÃO**

Chanson (1996) define o arraste de ar como o arraste de bolhas de ar não dissolvidas que são carregadas com o escoamento. A mistura resultante ar-água consiste de bolhas de ar e gotas de água rodeadas de ar. Isso também inclui o espriamento, a “água branca” e outras estruturas complexas ar-água.

O termo bolhas de ar é usado para descrever um volume de ar rodeado ou não por uma interface líquida, e pode ser aplicado a bolhas de ar esféricas, agregado de bolhas e protuberâncias que são projetados para fora do escoamento, como pode ser visto na Figura 4.1.

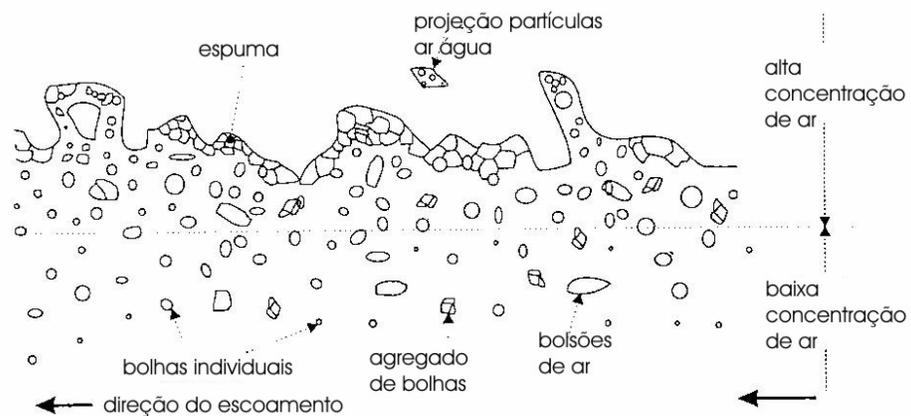


Figura 4.1 Superfície livre do escoamento ar água em alta velocidade, segundo Chanson (1996).

O arraste pode ser localizado (aeração local) ou contínuo (aeração interfacial), quando ocorre ao longo de uma interface ar-água.

## 4.2 MECANISMOS DE ARRASTE DE AR

Segundo Chanson (1996), no caso de um jato em queda que se choca com uma superfície líquida em repouso, o arraste de bolhas de ar ocorre devido a instabilidades que se desenvolvem na superfície, em consequência do choque. No ponto de impacto o ar é arrastado e levado na direção do escoamento, podendo o arraste acontecer por três mecanismos diferentes: pré-arraste, arraste na camada limite ou sucção, como pode ser visto na Figura 4.2.

Se o escoamento em queda é aerado, esse ar é levado para jusante da superfície de impacto, sendo este o chamado pré-arraste, ou escoamento bifásico. Mais

adiante, o ar é arrastado pela força de atrito próxima à superfície livre, isto é, da camada limite de ar. Um terceiro mecanismo é o succionamento, em que bolhas de ar são “capturadas” e levadas com o escoamento.

Uma das características deste tipo de escoamento é a ausência do arraste para velocidades do jato muito baixas. Através de estudos experimentais, mostrou-se que a velocidade a partir da qual o arraste de ar se inicia varia entre 0,8 e 1,0m/s.

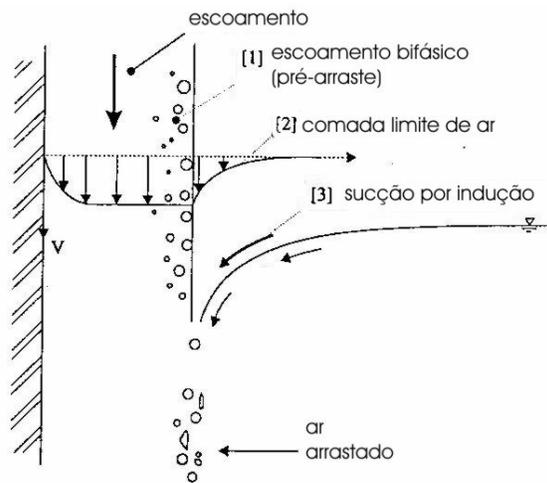


Figura 4.2 Mecanismos de arraste para jatos em queda, segundo Chanson (1996).

Vários experimentos ressaltaram diferentes mecanismos de arraste de ar. Para jatos com baixa velocidade, o arraste das bolhas de ar é causado pelo fato de o colchão de água ser incapaz de seguir as ondulações da superfície do jato e bolhas de ar são formadas. O ar entra no escoamento pela passagem destas perturbações através da interface do jato com o colchão de água. O processo de arraste é intermitente e pulsante, e as bolhas maiores de ar podem depois ser quebradas em pequenas bolhas, como pode ser visto na Figura 4.3.

Para velocidades altas ( $V^* > 4$  a 12 m/s), observa-se uma mudança qualitativa no processo. No ponto de impacto, o escoamento é instável e rapidamente variado. O arraste caracteriza-se por uma pequena camada de ar colocada em movimento pelas tensões de cisalhamento na superfície do jato e entrando no escoamento no ponto de

impacto. Essa camada de ar é arrastada com o escoamento e quebrada, formando bolhas de ar alongadas que, por sua vez, se quebram em bolhas menores na camada turbulenta, como se mostra na Figura 4.4.

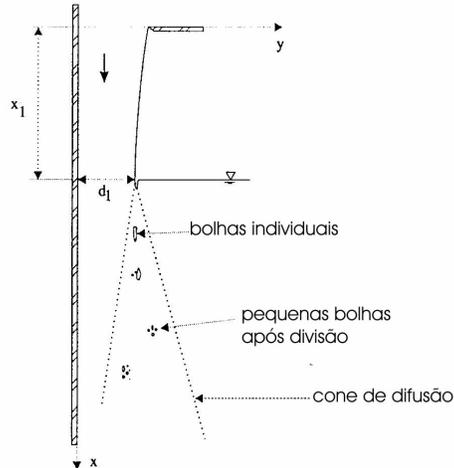


Figura 4.3 Mecanismo de arraste de ar para jatos em baixa velocidade, segundo Chanson (1996).

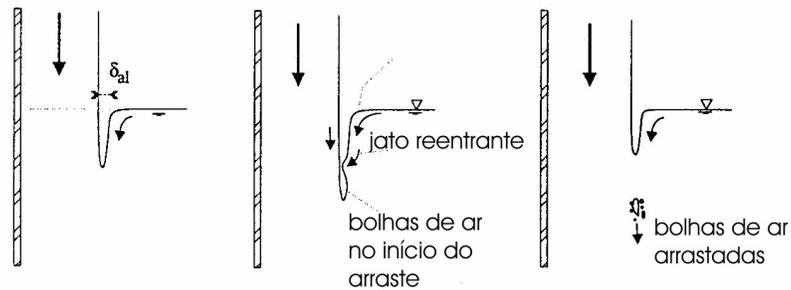


Figura 4.4 Mecanismo de arraste de ar para jatos em alta velocidade, segundo Chanson (1996).

A análise de trabalhos anteriores citados por Chanson (1996), mostra que a quantidade de ar arrastado em jatos verticais pode ser estimada por:

$$\frac{Q_a}{Q} = k_1 \cdot F^2, \text{ para } V^* < 5\text{m/s} \tag{4.1}$$

$$\frac{Q_a}{Q} = \frac{k_2}{\sqrt{F}}, \text{ para } 5 < V^* < 10\text{m/s} \tag{4.2}$$

$$\frac{Q_a}{Q} = k_3 \cdot F, \text{ para } V^* > 10\text{m/s} \quad (4.3)$$

sendo:

$$F = \text{número de Froude} = \frac{V^* - V_e}{\sqrt{g \cdot d^*}};$$

$K_1, K_2$  e  $k_3$  = constantes;

$Q_a$  = vazão de ar arrastado;

$Q$  = vazão líquida;

$V^*$  = velocidade do jato em queda no ponto de impacto;

$V_e$  = velocidade a partir da qual o arraste se inicia;

$d^*$  = espessura do jato;

$g$  = aceleração da gravidade.

Vale lembrar que as Equações 4.1, 4.2 e 4.3 foram deduzidas para grandes profundidades de colchão com pouco ou nenhum movimento, sendo que a quantidade de aeração decresce com a profundidade do colchão de água.

Segundo Genovez (1997), para o escoamento em poços verticais, a quantidade de ar arrastado pelo núcleo é extremamente dependente do tipo de escoamento existente no poço e da vazão líquida descarregada.

No início da queda, o ar é transportado através do espaço vazio no interior do poço. À medida que a água desce pelo poço, a velocidade da mesma aumenta e a camada limite aflora na superfície e, a partir deste ponto, uma parte do ar passa a penetrar na massa líquida, formando uma mistura ar água, como pode ser visto na Figura 4.5.

Quanto maior o comprimento do poço, mais a velocidade do ar se aproxima do valor da velocidade da água. Assim, a área disponível no centro do escoamento também influenciará a vazão de ar. Pode-se afirmar, portanto, que a vazão de ar arrastado pelo núcleo é função do diâmetro e do comprimento do poço vertical, mas

não infinitamente, pois há um limite para o qual o comprimento não aumenta mais a vazão de ar arrastado.

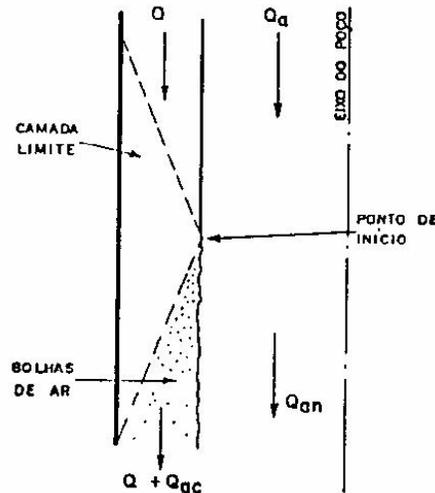


Figura 4.5 Ponto de início da entrada de ar segundo Hack (1977), citado por Genovez (1997).

À medida que a carga sobre a crista aumenta, a lâmina de água no interior do poço torna-se mais espessa, diminuindo a seção livre do núcleo. A vazão de ar, entretanto, aumenta com a carga, porém, só até um determinado valor da carga. Para esta situação, a modificação da velocidade do ar atinge o máximo e uma redução posterior na seção do núcleo diminuirá a vazão de ar.

Pode-se distinguir três regiões no funcionamento do vertedor tulipa, como se mostra na Figura 4.6: a Região I, que vai do início do funcionamento do vertedor até o pico máximo da vazão de ar; a Região II, em que a vazão de ar diminuirá com o aumento da vazão líquida, e a Região III, onde não há mais o arrastamento de ar.

Para pequenas vazões líquidas, as vazões de ar são nulas, pois existe uma velocidade mínima de água para que ocorra o arraste de ar. Se essa velocidade não for atingida, não há arraste.

Um aumento de carga provocará o preenchimento da parte inferior do poço vertical e a formação de um escoamento semelhante a um ressalto, com vórtices e

grandes bolhas de ar.

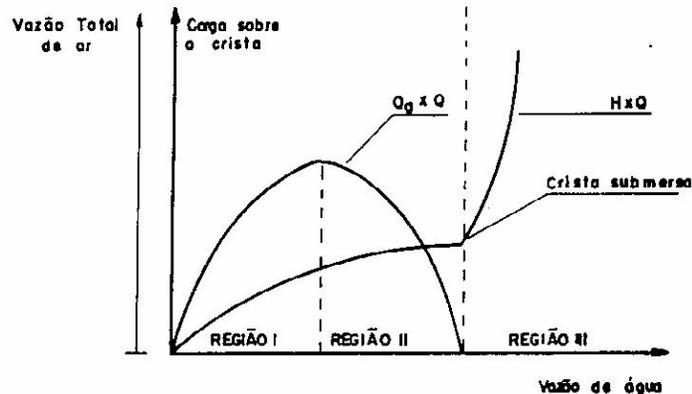


Figura 4.6 Vazão de água e ar característica dos vertedores tulipa, segundo Genovez (1997).

A partir deste ponto, a vazão de ar arrastado decrescerá com o aumento da vazão líquida e o ressalto subirá ao longo do poço, caracterizando a Região II.

A coluna de água na parte inferior do poço rompe o processo de entrada de ar pelo núcleo presente na Região I. A jusante do ressalto, o ar continua sendo arrastado pela massa de água ( $Q_{ac}$ ).

Aumentando mais a carga sobre a crista, o ressalto eleva-se ao longo do poço e provoca o afogamento da tulipa, cessando a vazão de ar. Este escoamento é caracterizado pela região III.

Cuomo et al. (1982), citado por Genovez (1997), desenvolveu um tratamento analítico para o escoamento do ar induzido pela água em um poço vertical. Tendo  $Q$  e  $D$  como base, os escoamentos podem ser representados adimensionalmente por:

$$G_1 \left( \frac{Q_a}{Q}, \frac{D}{R}, \frac{D}{L}, \frac{Q}{vD}, \frac{Q}{v_a D}, \frac{Q^2}{gD^5} \right) \quad (4.4)$$

sendo:

$g$  a aceleração da gravidade;

$Q$  a vazão líquida;

$Q_a$  a vazão de ar;  
 $R$  o raio da crista da soleira do vertedor;  
 $D$  o diâmetro do poço;  
 $L$  o comprimento do poço;  
 $\nu$  a viscosidade cinemática da água;  
 $\nu_a$  a viscosidade cinemática do ar.

Estes parâmetros podem ser modificados com a introdução das grandezas  $V_{lim}$ ,  $Q_{a,lim}$  e  $L_{lim}$ , consagradas no tratamento do assunto, e que são, respectivamente, a velocidade limite, vazão de ar limite e o comprimento limite.

Considerando a vazão de ar confinada ao núcleo, sem se misturar à vazão líquida, a velocidade máxima de ar no núcleo seria  $V_{lim}$  e a correspondente vazão  $Q_{a,lim}$  seria:

$$Q_{a,lim} = \left( V_{lim} \frac{\pi D^2}{4} \right) - Q \quad (4.5)$$

sendo:

$Q_{a,lim}$  a vazão de ar máxima que pode ser arrastada;  
 $V_{lim}$  a velocidade máxima do ar no núcleo;  
 $D$  o diâmetro do poço;  
 $Q$  a vazão líquida.

A velocidade limite pode ser calculada por:

$$V_{lim} = \sqrt{\frac{8g}{f}} \sqrt{R_H} \quad (4.6)$$

sendo:

$f$  o coeficiente de atrito no poço;

$R_H = \frac{D^2 - d_0^2}{4D}$  o raio hidráulico;

$d_0$  o diâmetro do núcleo de ar.

Como a ocorrência de  $Q_{a,lim}$  não depende do comprimento do poço  $L$  e só seria possível se o poço tivesse comprimento suficiente para que o equilíbrio dinâmico fosse alcançado e a vazão de ar  $Q_a$  é dependente de  $L$ , a vazão mais indicada para adimensionalizar  $Q_a$  é  $Q_L$ , definida por:

$$Q_L = \left( V_L \frac{\pi D^2}{4} \right) - Q \quad (4.7)$$

sendo:

$V_L$  é a máxima velocidade alcançada pela água no poço e que ocorre à profundidade  $L$ .

O diâmetro do núcleo de ar  $D_L$  na seção onde a velocidade hídrica é  $V_L$  é dado por:

$$D_L = \left( \frac{4Q_L}{\pi V_L} \right)^{0,5} \quad (4.8)$$

As definições de  $Q_L$  e  $D_L$  podem ser usadas para modificar alguns parâmetros adimensionais da Equação 4.4. Assim,  $\frac{Q_a}{Q}$  pode ser substituído por  $\frac{Q_a}{Q_L}$ ;  $\frac{Q}{Dv}$  pode ser substituído por  $\frac{4Q}{\pi Dv}$ , pois está implícito nas definições de  $Q_L$  e  $D_L$ ;  $\frac{Q}{Dv_a}$  pode ser substituído por  $\frac{4Q_a}{\pi d v_a}$ , que é o número de Reynolds do escoamento do ar no núcleo, adimensional de pouca importância se for considerado que a interface ar-água é muito rugosa. O parâmetro  $\frac{Q^2}{gD^5}$  pode ser substituído por  $\frac{Q}{\pi D R_H \sqrt{gD}}$ , que é o número de Froude do escoamento hídrico e é importante no mecanismo de absorção de ar pelo escoamento de água.

Essas considerações permitem que os escoamentos de água e ar em um vertedor tipo tulipa que funcione não afogado, seja governado pelos seguintes parâmetros adimensionais:

$$G_2 \left( \frac{Q_a}{Q_L}, \frac{D}{R}, \frac{D_L}{D}, \frac{Q}{\pi D R_H \sqrt{gD}} \right) \quad (4.9)$$

### 4.3 ESTUDOS EXPERIMENTAIS DO ARRASTE DE AR EM POÇOS VERTICAIS

Vários estudos experimentais foram realizados para se avaliar o problema de arraste de ar em poços verticais.

Através de estudo experimental, Laushey e Mavis (1953) concluíram que o arraste de ar em poços verticais depende da velocidade abaixo da linha de energia e do tipo de emboque do poço. A quantidade de ar arrastado, para tomadas com emboque espiral por  $Q_a/Q = 0,015Y^*$ , sendo  $Y^*$  a altura de queda.

Tanto para tomadas com emboque radial como para espiral, a relação  $Q_a/Q$  aumenta com  $Y^*$ , porém, para emboque radial, a relação é também influenciada pela vazão líquida. Também verificaram que a maior quantidade de ar não era arrastada na maior vazão, pois, o escoamento de água cobria o poço e o ar não podia entrar livremente.

Marquenet (1953) realizou um estudo experimental para avaliar o escoamento com arraste de ar em poços verticais, encontrando dois tipos de escoamento: um livre e outro forçado. Para vazões menores, a água escoava livremente sobre as paredes do poço, deixando ao centro uma área livre, por onde o ar é arrastado. Já para vazões maiores, o poço passa a trabalhar com sua seção transversal preenchida.

Para o escoamento livre, foram observados dois regimes diferentes de arraste de ar. Para vazões líquidas menores que a necessária para arrastar ar, as velocidades da parte inferior do poço são insuficientes para arrastar o ar absorvido quando o sistema entra em carga. O ar é introduzido sob a forma de bolhas lenticulares, com dimensões de cerca de 1 a 5 mm, que voltam à superfície livre sozinhas ou unidas entre

si. Este fenômeno é chamado de “desaeração natural”.

Para vazões maiores que as anteriores, porém menores que a vazão de afogamento, verificou uma vazão de ar máxima para uma vazão líquida de 1/3 da vazão de afogamento, e que aumenta com o aumento da pressão na superfície livre.

Peterka (1954) construiu um modelo reduzido da barragem Heart Bute, nos Estados Unidos, para comparar os resultados obtidos com os do protótipo. Observou, a partir dos resultados, que a porcentagem de ar arrastado era, aproximadamente, quatro vezes maior no protótipo.

Segundo Viparelli (1954), para que um poço funcione regularmente, é necessário que a corrente desça aderindo às paredes do conduto, deixando um núcleo central, através do qual o ar possa penetrar livremente no interior do poço.

Em um poço com saída livre, há transporte de ar por ação direta, ou seja, a corrente líquida arrasta o ar já que a velocidade do líquido é maior do que a de ascensão das bolhas de ar. Depois de certo trecho inicial, a superfície de separação entre ar e água perde a continuidade. A troca de quantidade de movimento entre ar e água tenderá a fazer o ar assumir a mesma velocidade  $V_{lim}$ . Para poços muito longos, ter-se-ia:

$$Q_{a,lim} = \frac{\pi d_o^2}{4} V_{lim} = \frac{\pi D^2}{4} V_{lim} - Q \quad (4.10)$$

E, por definição,  $V_{lim}$  deve ser:

$$\pi \left( \frac{D^2 - d_o^2}{4} \right) = \frac{Q}{V_{lim}} \quad (4.11)$$

sendo:

$d_o$  o diâmetro do núcleo de ar;

$D$  o diâmetro do poço;

$V_m$  a velocidade limite da água;

$Q_{a,lim}$  a vazão de ar máxima que pode ser arrastada.

Para analisar o arrastamento de ar em poços verticais, realizou um estudo experimental, e, comparando com os resultados experimentais de Kalinske, determinou que a vazão de ar transportada por ação direta pode ser calculada por:

$$\frac{Q + Q_a}{Q} = \left( \frac{Q}{Q_m} \right)^{0,5} \quad (4.12)$$

sendo  $Q_m$  a vazão líquida que pode ser transportada sem a entrada de ar.

Wijeyesekera (1974) realizou um estudo com poços verticais com entrada tipo vórtice, com escoamento livre ou com formação de ressalto, para examinar as causas do arraste de ar. No caso de escoamento livre, encontrou que a vazão de ar aumenta com a vazão líquida até um valor máximo, que é controlado pelo diâmetro do núcleo de ar.

Observando a Figura 4.7, onde se mostram as várias regiões do escoamento, fica claro que se não houvesse aumento na velocidade, a água ocuparia as seções A e  $W_2$ , resultando um núcleo de ar de seção constante, indicada por  $A_2$ .

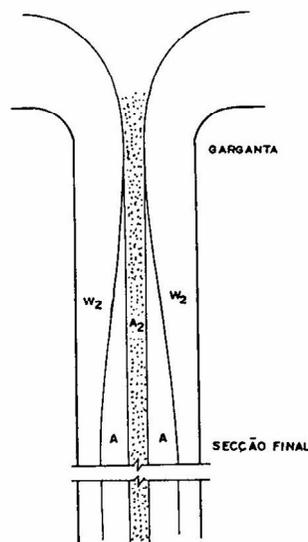


Figura 4.7 Classificação das áreas de escoamento, Wijeyesekera (1974).

O autor propôs um modelo matemático para avaliar as vazões de ar para diferentes vazões líquidas em seis modelos com escalas diferentes (de 1:15 a 1:3). Comparando os resultados teóricos e experimentais, observou um aumento na vazão de ar arrastado (para uma determinada vazão líquida) com o aumento do comprimento do poço.

Para investigar as condições de semelhança para misturas água-ar, Hack (1977) realizou um estudo experimental com poços cujo comprimento variava de 1,0m a 4,9m e com duas rugosidades diferentes para o poço.

A vazão total de ar foi calculada integrando os perfis de velocidade radial, medidas na parte superior e inferior do poço. A partir das medições, a vazão total de ar  $Q_a$  pode ser expressa por:

$$Q_a = Q_{an} + Q_{ac} \quad (4.13)$$

sendo:

$Q_{an}$  a vazão de ar arrastada pelo núcleo;

$Q_{ac}$  a vazão de arrastada pela massa de água.

Através das medições da pressão e da distribuição de velocidades no interior do núcleo, observou que a subpressão e a velocidade no núcleo diminuem com o aumento da distância com relação à entrada.

Além disso, constatou que a subpressão no núcleo de ar era a causa principal do arraste de ar. Esta subpressão, por sua vez, tem origem no ponto onde a camada limite turbulenta corta a superfície livre (ver Figura 4.5)

A partir dos resultados experimentais, determinou que a relação entre a vazão de ar e a vazão líquida ( $\beta$ ) pode ser escrita em função da concentração média de ar  $C_L$ , como:

$$\beta = 0,35 + 16,09 \cdot C_L^{2,88} \quad (4.14)$$

Com a Equação 4.14, pode-se calcular a vazão de ar nos vertedores em poço, funcionando com escoamento anular com a saída não afogada.

Para avaliar os fatores que interferem no estudo em modelo do fenômeno de arrastamento de ar em poços, Thorn (1977) realizou ensaios em dois modelos com escalas diferentes, observando diferenças na vazão para vazões líquidas semelhantes.

Isto ocorre devido ao fato das bolhas de ar serem predominantemente de forma esférica, com diâmetro de 0,003m a 0,005m, mas com velocidade de ascensão maior no modelo menor.

A quantidade de ar arrastado abaixo da região de turbulência é uma função linear do comprimento da queda livre  $Y^*$ , até um valor máximo. A máxima vazão de ar foi a mesma para os dois modelos, atingida quando a velocidade da água era aproximadamente 3,5 vezes a velocidade de ascensão das bolhas.

A partir de estudos experimentais, Goldring (1983) classificou quatro tipos de escoamento com presença de ar em curvas de ligação entre poços verticais e túneis, sendo eles:

1. Para pequenas vazões, os bolsões de ar que se formam na parte interna da curva poderiam voltar ao poço, antes de atingir um tamanho considerável.

2. Um aumento na vazão produzirá uma cavidade estável maior, com a extremidade de montante localizada em algum lugar da curva e com seu extremo de jusante na forma de um ressalto hidráulico. Isto é chamado de escoamento parcialmente aerado (EPA).

3. Se a vazão de ar aumenta, a cavidade cresce em comprimento até que o extremo de jusante atravessa a seção da curva, sendo neste caso chamado de escoamento totalmente aerado (ETA).

4. Finalmente, um aumento posterior da vazão provocará o afogamento e o conduto passará a escoar cheio de água, com o ar sendo transportado na forma de pequenas bolhas.

Na Figura 4.8 mostra-se um gráfico da relação entre a vazão de ar e a vazão líquida ( $\beta$ ) em função do número de Froude ( $F$ ) a montante de curva, com as regiões de ocorrência de cada um dos quatro tipos de fluxo. A partir do gráfico, pode-se verificar se é provável que cavidades de ar se formem. O autor afirma ainda que uma cavidade estável não se forma para diâmetros grandes com vazão de ar de até 2% da vazão de líquida.

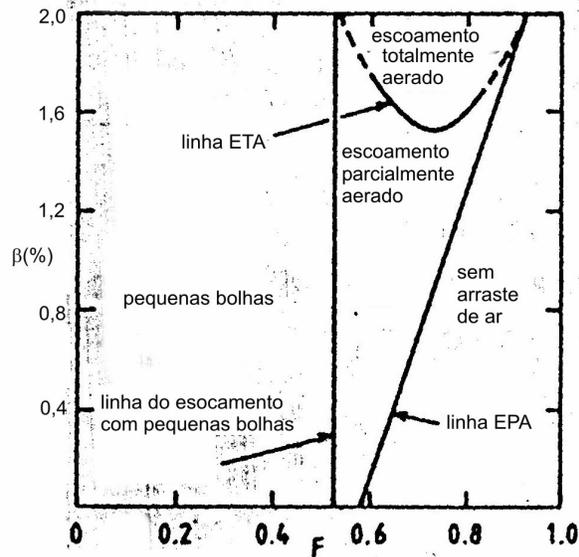


Figura 4.8 Ocorrência dos tipos de escoamento para túnel de 0,14m e  $R_C/D = 1,00$ , segundo Goldring (1983).

Aplicando a equação de energia entre o início e o final da cavidade de ar e após as simplificações necessárias, obteve-se a expressão para calcular o número de Froude. Assim, tem-se:

$$F = \sqrt{\frac{2 \left[ \frac{r'}{D} (1 - \sin\phi) + 1 - \frac{Y_1}{D} \right]}{\left( \frac{\pi D^2}{4A_1} \right)^2 - s^2}} \quad (4.15)$$

na qual:

$A_1$  = área do escoamento no túnel;

$F$  = número de Froude a montante da curva;

$Y_1$  = altura do escoamento no túnel;

$r'$  = raio da parte interna da curva;

$D$  = diâmetro do túnel;

$s$  = parâmetro para corrigir a variação da velocidade, sendo adotado o valor 1,0;

$\varphi$  = ângulo que o escoamento no túnel faz com a horizontal.

Com o objetivo de comparar os resultados teóricos com os experimentais, foram desenvolvidas duas expressões empíricas para determinar as linhas que limitam as regiões com os diferentes tipos de escoamento, na Figura 4.8. Assim, a expressão para se calcular o número de Froude para a linha do escoamento com pequenas bolhas ( $F_b$ ) é:

$$F_b = 0,28 + 0,36\sqrt{\frac{r'}{D}} \quad (4.16)$$

Para a linha EPA, o número de Froude ( $F_{EPA}$ ) pode ser calculado através da Equação:

$$F_{EPA} = \frac{\left(0,50 + 0,25\sqrt{\frac{r'}{D}} + 20\frac{Q_a}{Q}\right)V_e}{\sqrt{gD}} \quad (4.17)$$

A partir dos resultados experimentais, foram feitos gráficos de  $Q_a/Q$  em função do número de Froude  $F$  para vários diâmetros da curva, para a relação  $R_c/D = 1,0$ , como se pode ver na Figura 4.9. Também foi colocada no gráfico a linha calculada a partir da Equação 4.16, (representadas no gráfico pelas linhas contínuas), para a situação de formação de pequenas bolhas. Verifica-se que, para curvas com diâmetro maior, a previsão da formação de cavidades de ar é pessimista, enquanto, para as curvas de diâmetro menor, os resultados parecem ser influenciados pelo efeito da tensão superficial. Observa-se também que as linhas movem-se para a esquerda com o

aumento do diâmetro da tubulação, indicando que é menos provável o arraste de ar nas curvas de tubulações com diâmetros maiores e vazão de ar moderada.

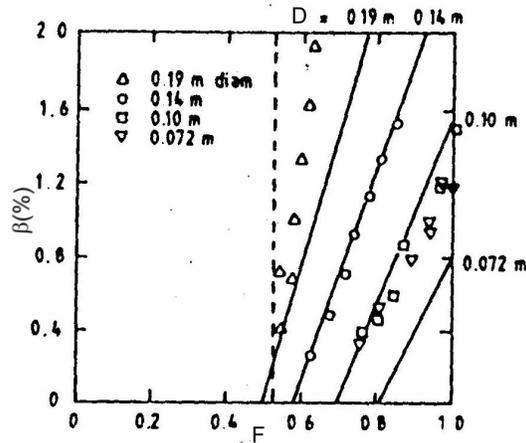


Figura 4.9 Vazão de ar em função do número de Froude, para curvas com  $R_c/D = 1,0$ , segundo Goldring (1983).

Foi feito ainda um gráfico de  $Q_a/Q$  em função de  $F$  para várias relações  $R_c/D$ , mostrado na Figura 4.10, junto com a linha determinada pela Equação 4.17, (representadas no gráfico pelas linhas inclinadas). Nota-se que a relação  $Q_a/Q$  parece não variar com o diâmetro, mas é influenciada pela relação  $R_c/D$ , visto que o arraste ocorre nas curvas com raios menores para velocidades mais baixas do escoamento.

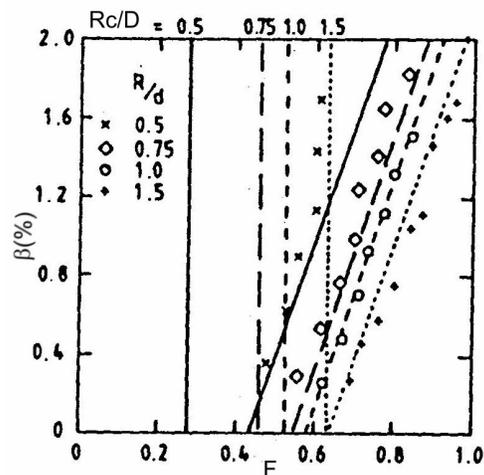


Figura 4.10 Vazão de ar em função do número de Froude, para várias relações  $R_c/D$ , segundo Goldring (1983).

Há, portanto, um intervalo de vazão de ar e água para as quais haverá a formação bolsões de ar na curva que liga o poço vertical ao túnel. Através das Equações 4.16 e 4.17, pode-se verificar se haverá ou não a formação de bolsões de ar. Extrapolações dos resultados mostram que para curvas de grande diâmetro e vazão de ar de até 2% da vazão líquida, não haverá a formação de bolsões de ar.

Jain e Kennedy (1984) realizaram um estudo em modelo para avaliar o efeito de escala no escoamento ar-água. Para isso, utilizaram dois poços com emboque tipo vórtice, de diâmetros 0,127m e 0,292m.

A partir dos resultados, foi feito um gráfico da relação entre o diâmetro do núcleo de ar  $d_0$  e o diâmetro do poço  $D$  em função no número de Froude, apresentado na Figura 4.11. Pelos resultados, observou que o núcleo de ar na garganta não é afetado pelo efeito de escala, desde que o número de Reynolds no modelo esteja na região de escoamento turbulento. Embora a quantidade de ar arrastado aumente com a escala, o efeito de escala no arraste de ar não é significativo, desde que Reynolds seja suficientemente grande.

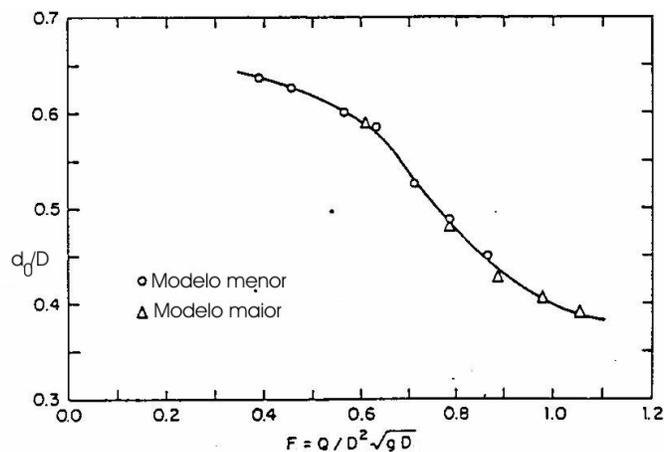


Figura 4.11 Gráfico de  $d_0/D$  x Froude, segundo Jain e Kennedy (1984).

Oliveira (1984) realizou um estudo experimental em modelo reduzido do extravasor do Aproveitamento Hidroelétrico de Paraitinga, para analisar a transição entre o perfil e o poço vertical e o arraste de ar pelo núcleo.

Para análise do arraste de ar, foram medidas as vazões de ar para vários valores de vazão líquida, concluindo, através dos resultados experimentais, que a vazão de ar arrastado quando se tem só o poço é maior do que quando se acrescenta a curva e o túnel, tendo esta capacidade inferior de arrastamento do ar, chegando a valores 50% inferiores.

Segundo Ervine e Himmo (1984), bolhas de ar entram no escoamento através de um poço pelo jato que cai no poço e atingem o túnel quando a velocidade é suficiente para superar a velocidade de ascensão das bolhas. Atingindo a curva, as bolhas sobem até o teto do túnel, formando bolhas de ar, que crescem em tamanho e podem voltar para o poço ou serem carregadas ao longo do túnel.

Existem problemas para modelar este fenômeno, pois, no modelo, a velocidade no ponto onde o arraste se inicia é menor, fazendo com que menos ar seja arrastado. Para modelos com semelhança de Froude, a jusante do ponto de arraste, a velocidade de ascensão das bolhas é igual, tanto no modelo como no protótipo, mas a velocidade da água é bem maior no protótipo, fazendo com que a razão  $Q_a/Q$  seja maior no protótipo.

Para analisar o comportamento do escoamento com presença de bolhas de ar em modelos, realizaram um estudo experimental, avaliando particularmente o aspecto da formação de bolsões de ar em curvas de 90° que ligam poços verticais a túneis horizontais. O sistema considerado e os tipos de escoamento podem ser vistos na Figura 4.12, sendo escolhido um diâmetro de modo a desprezar os efeitos da tensão superficial.

Para estas condições, o número de Froude a montante da curva ( $F = V/(gD)^{0,5}$ ) variou de 0,1 a aproximadamente 1,0; a velocidade da água no poço variou de 0,12m/s a 1,2m/s e  $\beta$  variou entre 2% e 100%, porém, no protótipo, é improvável que essa relação ultrapasse 40% a 50%.

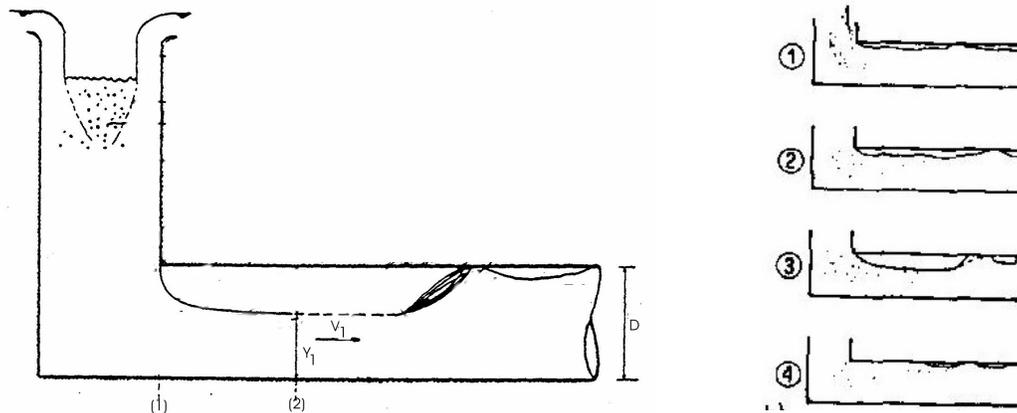


Figura 4.12 Escoamento num poço vertical, segundo Ervine e Himmo (1984).

A partir da equação de energia entre as seções (1) e (2), mostradas na Figura 4.12, pode-se determinar a altura de água no túnel como sendo:

$$\frac{Y_1}{D} = 1 - \frac{1}{2} F^2 \left[ \left( \frac{\pi D^2}{4A_1} \right)^2 - 1 \right] \quad (4.18)$$

sendo:

$Y_1$  a altura do escoamento no túnel;

$D$  o diâmetro do túnel;

$F = V/(gD)^{0,5}$  o número de Froude;

$A_1$  a área do escoamento no túnel.

Com os ensaios realizados em laboratório, foram observados quatro tipos de escoamento, (ver Figura 4.12), que são:

Região 1: para números de Froude do escoamento ( $F = \frac{Q_a + Q}{A\sqrt{gD}}$ ) menores do que 0,3 as bolhas de ar voltavam ao poço;

Região 2: arraste de pequena quantidade de ar, com aumento do tamanho das bolhas de ar. Nesta região, o número de Froude no túnel ( $F_1$ ) é menor do que 1,0.

Região 3: o escoamento no túnel é supercrítico e há formação de um ressalto a jusante da cavidade de ar, sendo este arrastado para jusante;

Região 4: o ar é totalmente removido da curva, sendo arrastado para jusante.

Na Figura 4.13, mostra-se um gráfico da relação  $\beta$  em função do número de Froude  $F$ , com as regiões de escoamento. Segundo os autores, a linha AB da Figura 4.13 se moverá para a esquerda, para diâmetros maiores e, para a direita, para diâmetros menores. Esta linha, que representa as condições necessárias para que haja o arraste de ar, é influenciada não só pelo número de Froude, mas também pela velocidade absoluta do escoamento no túnel.

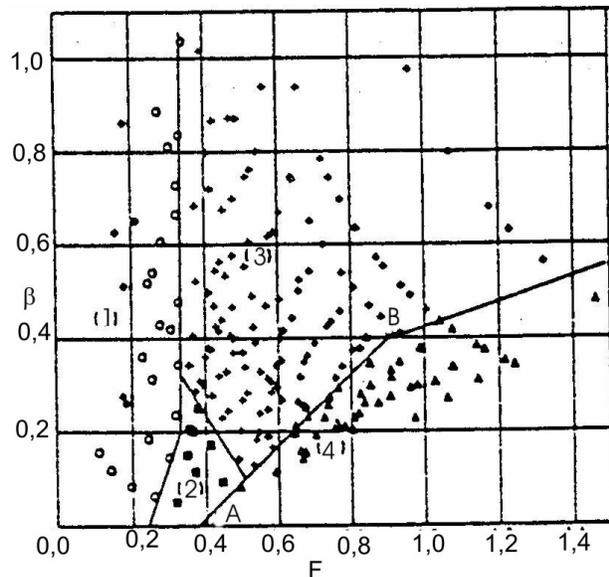


Figura 4.13 Gráfico de  $\beta$  em função do número de Froude, com as regiões de escoamento, segundo Ervine e Himmo (1984).

A partir dos resultados foram feitos gráficos de  $Y_1/D$  em função de  $F$  para várias relações  $\beta$ , mostrado na Figura 4.14. Pode ser visto que a altura do escoamento no túnel diminui com o aumento do número de Froude e de  $\beta$ , até um valor máximo, depois do qual começa a aumentar, até que o vazio desaparece completamente, o que corresponde à Região 4.

Os autores ainda ressaltam que cuidados devem ser tomados ao se utilizar modelos físicos para estudar o problema do arraste de ar, pois, no protótipo, onde as

velocidades são grandes, o arraste se faz com baixos números de Froude. Quando esta situação é levada para o modelo físico com escala de Froude, a velocidade do escoamento é muito baixa, não permitindo o arraste. Portanto, pode ser que a igualdade do número de Froude não seja adequada para o modelo, sendo necessária a igualdade na relação entre a vazão de ar e de água no modelo e no protótipo, ou seja,  $\beta_m = \beta_p$ .

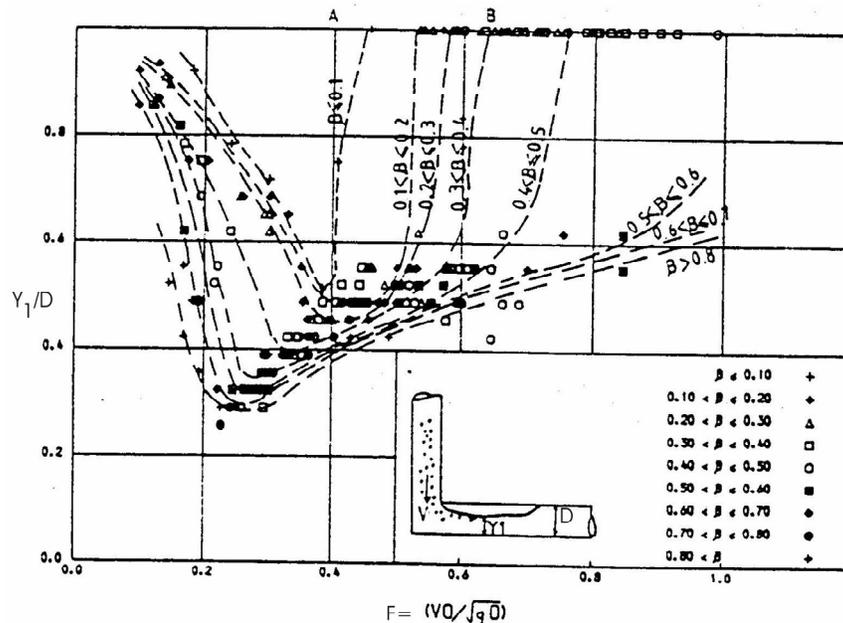


Figura 4.14 Gráfico da altura do escoamento em função do número de Froude, segundo Ervine e Himmo (1984).

Comparando os trabalhos de Goldring (1983) e Ervine e Himmo (1984), nota-se uma semelhança na descrição das regiões de escoamento observados nos estudos experimentais, apesar de a curva de ligação ter características diferentes. Além disso, ambos afirmam que o escoamento com ar na curva e no túnel depende do diâmetro da curva e do número de Froude do escoamento no túnel.

Segundo Jain (1988), uma grande quantidade de ar é arrastada pelo escoamento, quando este se choca com uma coluna de água na parte inferior do poço. A quantidade de ar arrastada e transportada em um poço depende do tipo de

escoamento e do nível de água no poço. O tipo de escoamento é determinado pela configuração da tomada e pode ser classificado em radial ou em vórtice.

Na tomada em vórtice, a água desce em forma de um jato anular com um núcleo de ar no centro do poço. Conforme o escoamento desce no poço, sua velocidade vertical aumenta, a rotação diminui e a direção do escoamento se aproxima da vertical. Com entrada radial, o escoamento desce verticalmente no poço, sem rotação.

O movimento e transporte das bolhas de ar é diferente para os dois tipos de escoamento, devido à presença, no escoamento em vórtice, do gradiente de pressões ao qual as bolhas de ar respondem. A quantidade de ar é geralmente menor em um poço com entrada em vórtice do que radial.

Jain (1988) realizou um estudo experimental para avaliar a vazão de ar arrastado em função da altura de queda  $Y$ , observando que, para uma dada vazão, a concentração de ar decresce com a queda  $Y$ . Isto se deve ao fato da circulação (definida como  $\Omega = v_t \cdot r_1$ , sendo  $r_1$  o raio considerado e  $v_t$  a velocidade tangencial para o caso de vórtice livre) aumentar com a diminuição da queda. Por outro lado, para uma dada queda, a concentração de ar aumenta, atinge um valor máximo e então diminui com o aumento da vazão líquida. Isto é resultado de dois efeitos opostos: a circulação e a velocidade da água não aumentam com o aumento da vazão líquida e a concentração de ar diminui com a circulação e aumenta com a vazão.

É necessário o estudo com diferentes diâmetros do poço para se determinar os efeitos de escala. Os resultados são aplicáveis para poços onde a altura da coluna de água seja maior do que 5 a 10 vezes o diâmetro do poço.

Stephenson e Metcalf (1991) realizaram estudo experimental para prever o arraste de ar no protótipo, pois este não pode ser somente extrapolado por meio da semelhança de Froude. Foram construídos 4 modelos, nas escalas 1:12,5; 1:25, 1:50 e

1:100. Através do gráfico da Figura 4.15, verifica-se o efeito de escala, que reduz significativamente a proporção de ar arrastado para modelos menores. Nota-se que a vazão de ar diminui com a escala, sendo que  $Q_a/Q$  para o modelo de 1:12,5 é cerca de quatro vezes maior do que para o modelo de 1:100, resultado semelhante ao encontrado por Peterka (1954).

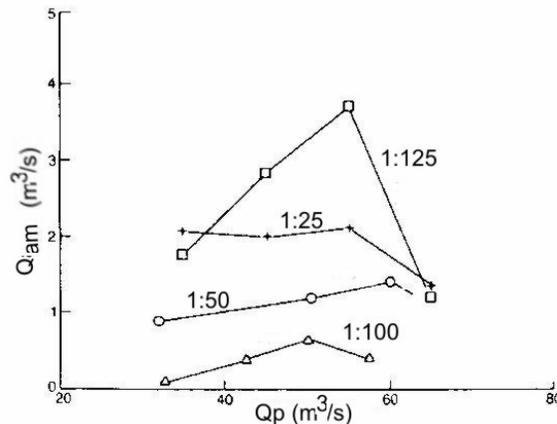


Figura 4.15 Vazão de ar arrastado para diferentes escalas, segundo Stephenson e Metcalf (1991).

Os resultados obtidos por Stephenson e Metcalf (1991) e por Peterka (1954) mostram que a escolha da escala para realização de estudos experimentais para avaliar o escoamento com arraste de ar deve ser feita com cuidado, visto que os resultados obtidos a partir de modelos com escalas pequenas podem estar sujeitos ao efeito de escala, o que prejudicaria o transporte da vazão de ar arrastado do modelo para o protótipo.

Para estudar o comprimento limite no arrastamento de ar em poços com embocadura tipo tulipa, Genovez (1997) realizou um estudo em modelo reduzido do vertedor tipo tulipa da barragem de Paraitinga, SP. Foram medidas as pressões médias e a vazão de ar arrastada para poços de comprimento 1,76m; 2,23m; 3,04m e 3,10m.

No gráfico da Figura 4.16, apresentam-se as vazões de ar arrastado em função da vazão líquida, para os três comprimentos diferentes do poço. Pode-se notar, observando o gráfico, que o aumento no comprimento do poço vertical produz um aumento na vazão de ar arrastada pelo núcleo, mas este aumento não é infinito,

havendo um limite para o qual o comprimento do poço vertical não muda mais a vazão de ar arrastada.

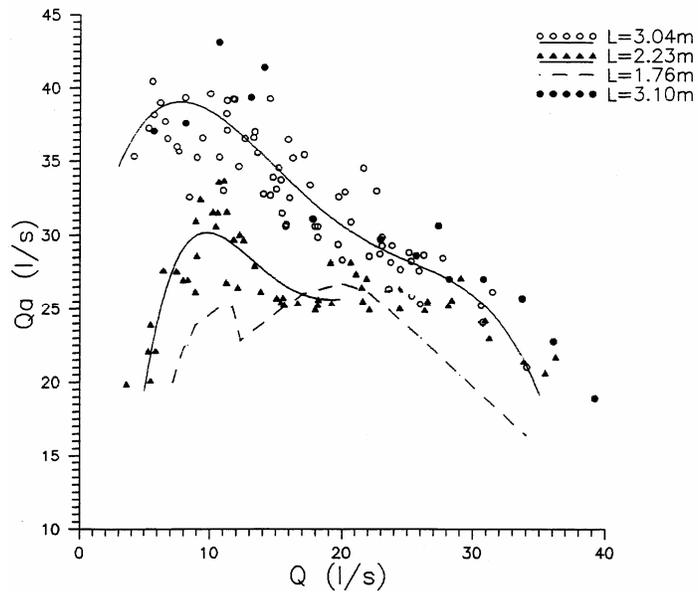


Figura 4.16 Curva de variação da vazão de ar em função da vazão líquida, segundo Genovez (1997).

Foi definida, então, em função da relação entre o diâmetro \$D\$ do poço e o seu comprimento \$L\$, a máxima vazão de ar \$Q\_a\$ que pode ser arrastada neste vertedor (como pode ser visto no gráfico da Figura 4.17). Após transformações, e sendo \$K\$ o coeficiente de rugosidade de Strickler, a expressão final para o cálculo de  $\beta = Q_a/Q$  é dada por:

$$\beta = \frac{Q_a}{Q} = 0,10(L/D)^{2/3} \left[ \left( \pi^{3/5} K^{3/5} D^{8/5} Q^{2/5} \right) / 4Q - 1 \right] \quad (4.19)$$

Ainda no mesmo trabalho, para cada comprimento do poço foram medidas também as pressões em pontos localizados no poço e na curva que liga o poço ao túnel. Pôde-se constatar que as pressões na parte externa da curva apresentaram aumento com o acréscimo do comprimento do poço vertical. Na parte interna da curva, apareceram subpressões, porém, com valores toleráveis pelo concreto empregado nestas estruturas.

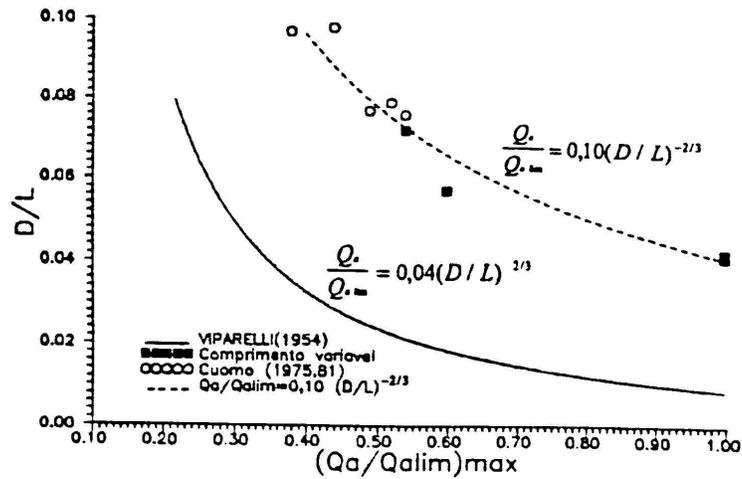


Figura 4.17 Curva de variação de  $D/L$  em função de  $(Q_a/Q_{alim})_{\max}$ , segundo Genovez (1997).

Para Genovez e Genovez (2002), na fase de dimensionamento é necessário conhecer a vazão líquida  $Q$ , para a qual acontecerá a máxima vazão de ar,  $Q_a$ . A curva da Figura 4.6 apresenta três pontos característicos. Para  $Q=0$ , a vazão  $Q_a$  é nula; para a vazão líquida máxima  $Q_{\max}$  igual à vazão de projeto  $Q_o$  a vazão  $Q_a$  é nula e, por último, o valor máximo da vazão de ar  $Q_{a,\max}$  que tem lugar para uma vazão  $Q$ . A maior quantidade de ar arrastado não coincide com a máxima vazão líquida.

A velocidade  $V_{lim}$ , calculada através da Equação 4.5 pode ser colocada, após algumas transformações, como igual a:

$$V_{lim} = \left( \frac{8g}{f} \right)^{1/3} \left( \frac{Q}{\pi D} \right)^{1/3} \quad (4.20)$$

Substituindo a expressão  $V_{lim}$  na Equação 4.5 obtém-se:

$$Q_{a,lim} = \frac{\pi D^2}{4} \left( \frac{8g}{f} \right)^{1/3} \left( \frac{Q}{\pi D} \right)^{1/3} - Q \quad (4.21)$$

Admitindo um coeficiente de atrito constante, obtém-se o valor da vazão líquida  $Q$  para o qual acontece o valor nulo de  $Q_a$ , que resulta igual a:

$$Q = \left[ \frac{\pi D^2}{4} \left( \frac{8g}{f} \right)^{1/3} \frac{1}{(\pi D)^{1/3}} \right]^{3/2} \quad (4.22)$$

O valor da vazão líquida para o qual se tem o máximo da vazão de ar,  $Q_{a,max}$  é obtido para  $dQ_a/dQ=0$ ; desta forma resulta igual a:

$$Q = \left[ \frac{1}{3} \frac{\pi D^2}{4} \left( \frac{8g}{f} \right)^{1/3} \frac{1}{(\pi D)^{1/3}} \right]^{3/2} \quad (4.23)$$

A vazão de ar é nula quando a vazão líquida é a vazão de afogamento  $Q_s$ . Relacionando as equações (4.10) e (4.11) , obtém-se o valor da vazão líquida  $Q$  para a qual a vazão de ar é máxima, assim, segundo Genovez (2002 ) tem-se:

$$Q = \frac{1}{5} Q_s \quad (4.24)$$

Valores obtidos experimentalmente por Cuomo (1981) e Genovez e Cuomo (1991, 1992, 1993) foram colocados em um gráfico, junto aos valores de Marquetet (1953), como se mostra na Figura 4.18. Observa-se que a máxima vazão de ar arrastado corresponde a uma vazão líquida da ordem de 1/5 da vazão de afogamento, como definido na Equação 4.21. A vazão de afogamento é aquela a partir da qual há mudança da condição de controle do vertedor. A vazão de ar arrastado é função da área disponível no centro do escoamento. Para esta situação, a modificação da velocidade do ar atinge o máximo e uma redução posterior na seção do núcleo, diminuirá a vazão de ar. A partir do ponto de máxima vazão de ar arrastada, o aumento na vazão líquida provoca uma diminuição da seção livre do núcleo e deste modo a vazão de ar diminui.

Com o objetivo de detalhar as características hidráulicas do escoamento em um poço vertical retangular, Chanson (2004) realizou um estudo experimental usando escala de Froude. O objetivo era avaliar os efeitos do colchão de amortecimento, da direção da saída do escoamento e da altura de queda no escoamento em um poço

vertical.

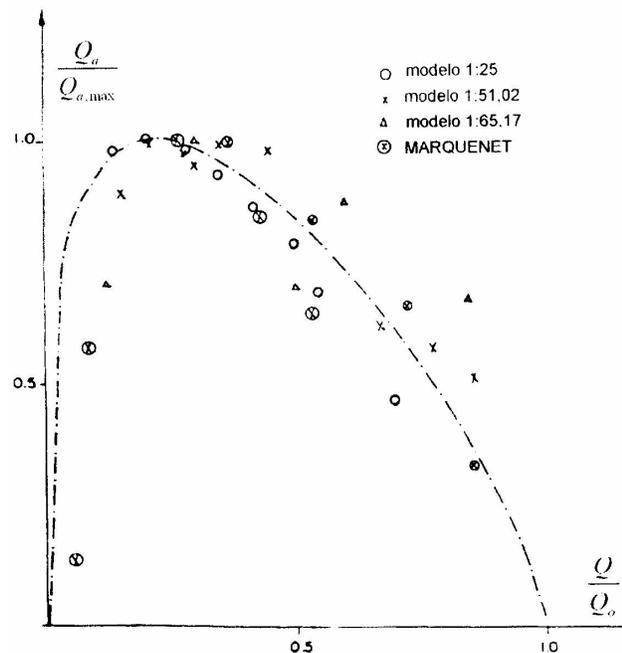


Figura 4.18 Gráfico de  $Q_a/Q_{a,max}$  em função de  $Q/Q_o$ , segundo Genovez (2002).

Foram ensaiados sete poços sendo o escoamento no canal de montante livre com regime subcrítico, terminando em queda livre, e o de jusante com regime supercrítico. Na Figura 4.19, mostra-se um esquema dos poços e os diferentes regimes de escoamento.

Os cinco poços menores foram projetados para avaliar os efeitos do colchão amortecedor, direção da saída do escoamento e altura de queda. Os dois outros modelos foram feitos para avaliar o efeito de escala e foram ensaiados para uma mesma relação  $d_c/h$ , sendo  $d_c$ , a profundidade crítica no canal de montante e  $h$ , a altura de queda.

Para baixas vazões, a lâmina de água caía no colchão amortecedor (Regime  $R_1$ ). Uma grande quantidade de bolhas de ar era arrastada com o choque da lâmina, e parecia recircular no colchão. Para vazões intermediárias, a lâmina caía no canal de jusante (Regime  $R_2$ ), provocando grandes flutuações de pressões e espriamento do jato.

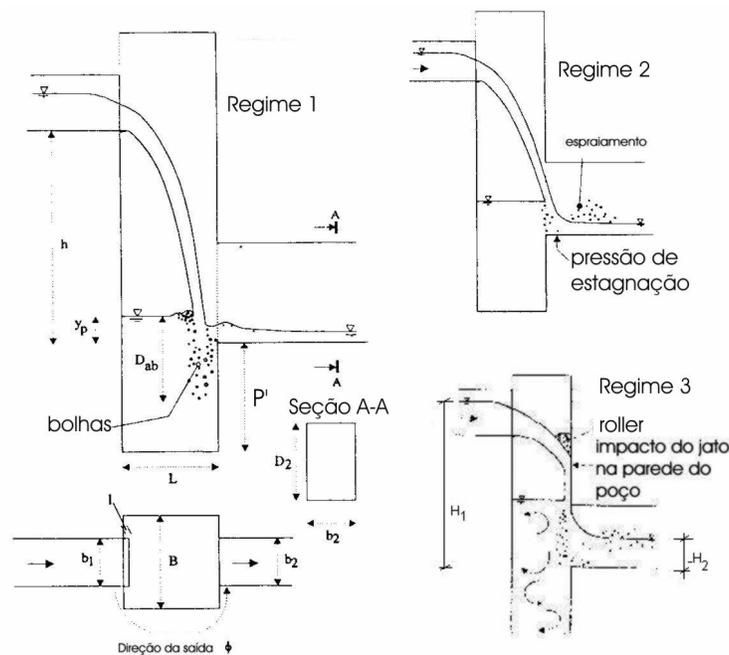


Figura 4.19 Regimes de escoamento em poços verticais, com saída a 180°, segundo Chanson (2004).

Vazões maiores faziam com que a lâmina se chocasse com a parede oposta do poço, acima do canal de jusante (Regime R<sub>3</sub>) e escorresse ao longo da parede, caindo no canal de jusante. Os três regimes de escoamento ocorrem tanto nos protótipos como nos modelos.

Para um ângulo de saída do escoamento de 90°, o regime R<sub>2</sub> não existia. Para poços com um colchão fundo ( $P^* > 0$ ), havia grande recirculação para todos os regimes. Na condição em que não havia o colchão, o arraste de ar e a recirculação eram limitados pelo teto do túnel.

A partir dos resultados experimentais, foi feito um gráfico do adimensional  $H_2/H_1$  (sendo  $H_2$ , a carga total no canal de jusante e  $H_1$ , a carga total no canal de montante, como se mostra na Figura 4.20) em função do parâmetro  $d_c/h$ , sendo  $d_c$ , a altura crítica e  $h$ , a altura de queda, para diferentes modelos. O gráfico da Figura 4.21 mostra os resultados para poços com grande altura do colchão e direção da saída do escoamento

de  $180^\circ$ , comparados com os de estudos anteriores. Observa-se que para o regime  $R_2$  houve pouca dissipação de energia, enquanto que, para grandes vazões (Regime  $R_3$ ), a energia residual foi intermediária entre os regimes  $R_1$  e  $R_2$ . Pode-se notar ainda, uma boa concordância entre os resultados de modelo e protótipo.

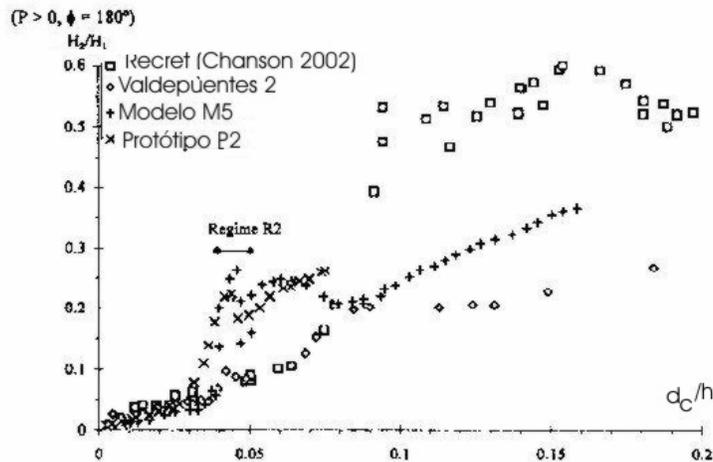


Figura 4.20 Gráfico de  $H_2/H_1$  em função de  $d_C/h$ , para poços com colchão e  $\phi = 180^\circ$  na saída, segundo Chanson (2004).

Embora o autor tenha se referido aos regimes de escoamento  $R_1$  e  $R_3$ , ele não os representa no gráfico. O que se sabe sobre esses escoamentos é que no regime  $R_1$  as vazões são baixas e para vazões mais altas, forma-se o regime  $R_3$ , onde a lâmina de água se choca na parede oposta do poço.

Para avaliar os efeitos da profundidade do colchão de amortecimento e da direção do escoamento na saída, foi feito um gráfico com os resultados dos modelos  $M_5$ ,  $M_6$ ,  $M_7$  e  $M_8$ , apresentado na Figura 4.21. Observa-se que para os modelos  $M_6$  e  $M_8$ , com ângulo de  $90^\circ$ , a energia residual era menor do que as medidas nos modelos  $M_5$  e  $M_7$ , que tinham ângulo de saída do escoamento de  $180^\circ$ , principalmente para  $d_C/h > 0,04$ . Além disso, a presença ou não de um colchão tem pouca influência na dissipação de energia.

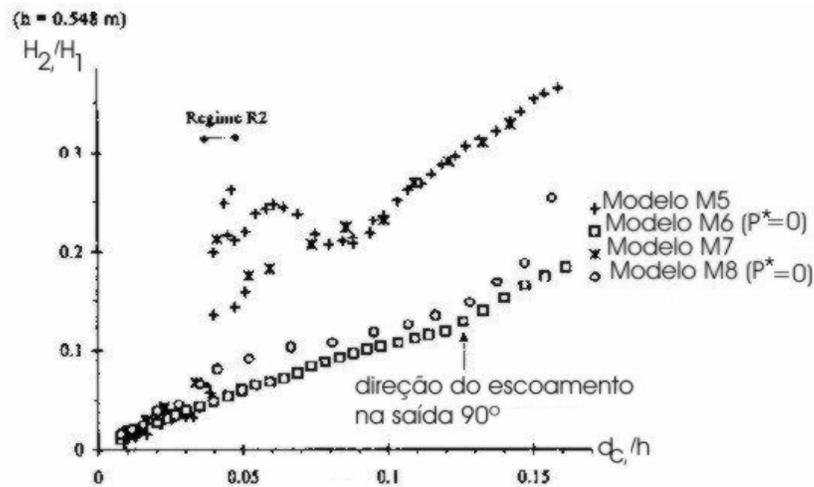


Figura 4.21 Gráfico de  $H_2/H_1$  em função de  $d_0/h$ , segundo Chanson (2004).

Comparando os três poços sem colchão e com saída em  $90^\circ$ , observa-se, através dos resultados mostrados no gráfico da Figura 4.22, que a altura de queda não tem muita influência para esta configuração, no que se refere à dissipação de energia.

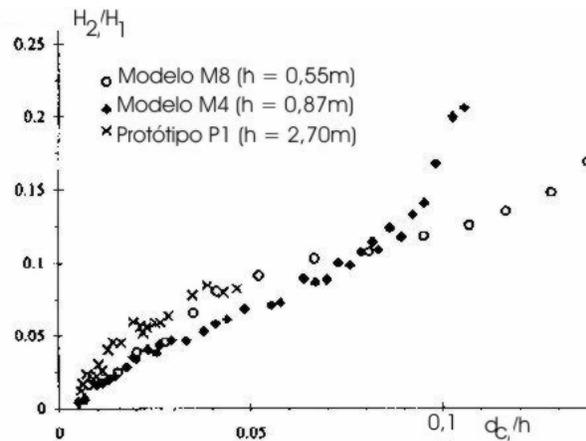


Figura 4.22 Gráfico de  $H_2/H_1$  em função de  $d_0/h$ , para poços sem colchão e  $\phi = 90^\circ$ , segundo Chanson (2004).

Na Figura 4.23 mostra-se um gráfico do adimensional  $y_p/D_2$ , sendo  $y_p$  a altura da superfície livre no poço, em relação ao fundo do canal de jusante e  $D_2$  (ver Figura 4.19). Pode-se perceber, através do gráfico, uma boa concordância entre os resultados de modelo e protótipo, ressaltando um aumento na altura do colchão com o aumento da vazão.

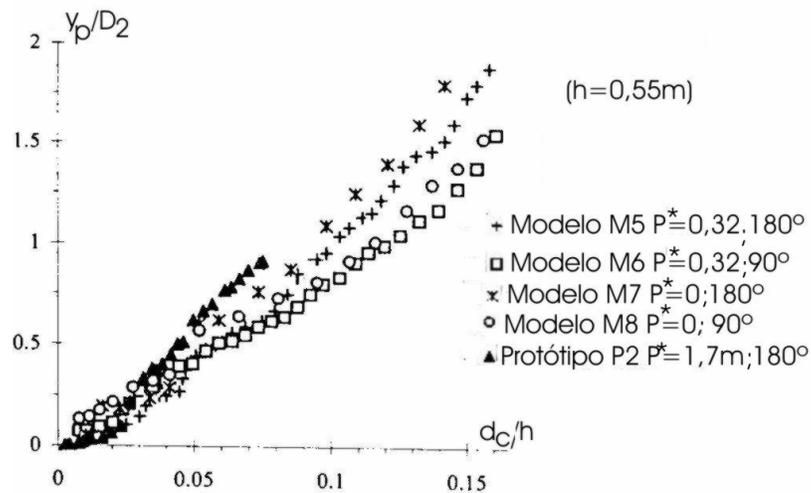


Figura 4.23 Gráfico do adimensional  $y_p/D$  em função de  $d_c/h$ , segundo Chanson (2004).

Os resultados experimentais obtidos por Chanson (2004) mostram que, para poços verticais, o escoamento com direção de saída de  $90^\circ$  dissipa mais energia, porém, a profundidade do colchão de amortecimento e a altura do poço não têm muita influência na dissipação de energia. Embora os estudos tenham sido realizados com poços verticais com seção transversal retangular, os resultados obtidos podem ser utilizados para poços circulares alimentados por canais retangulares e descarregando em canais também retangulares, para valores da relação entre a altura do canal de saída  $D_2$  e o diâmetro do poço  $D$  entre 0,6 e 0,7.

Ferreira e Genovez (2005) utilizaram os dados obtidos por Castro (1990), Jain e Kennedy (1984), Ferreira (2001) e Genovez (1997) para fazer a análise do ar arrastado em poços verticais com diferentes tipos de emboque.

Na Tabela 4.1 estão apresentados os valores máximos e mínimos obtidos da relação  $\beta$ , do número de Froude calculado no poço e da relação  $r_0/R_p$  (sendo  $r_0$  o raio do núcleo de ar e  $R_p$  o raio do poço), para os diferentes tipos de entrada.

Neste trabalho, o número de Froude foi calculado na tomada vertical, e é igual a

$\frac{Q}{D^2 \sqrt{gD}}$ , na qual Q é a vazão na tomada, definida por  $V \cdot A$ , sendo V, a velocidade e A, a área da seção transversal da tomada.

Tabela 4.1 Intervalo de adimensionais para diferentes tipos de emboque, segundo Ferreira e Genovez (2005).

<b>Adimensionais</b>	<b>Tipo de emboque</b>				
	<b>Tangencial</b>	<b>Caracol</b>	<b>Espiral</b>	<b>Radial (com vórtice)</b>	<b>Radial</b>
$\beta$	1,20 – 6,40	0,85 – 6,38	0,24 – 6,00	1,16 – 1,26	0,28 – 6,62
$F$	0,02 – 1,27	0,07 – 1,00	0,02 – 1,34	1,31 – 1,35	0,39 - 2,50
$r_0/R_p$	0,46 – 0,87	0,33 – 0,90	0,20 – 0,93	0,82 – 0,88	0,79 – 0,94

Foi feito um gráfico da relação  $r_0/R$  em função do número de Froude, colocando ainda, no mesmo gráfico, os resultados obtidos por Castro (1990), Jain e Kennedy (1984), Ferreira (2001) e Genovez (1997). Observa-se, no gráfico da Figura 4.24, que os resultados obtidos por Ferreira (2001) coincidem com os de Genovez (1997) e pode-se constatar, também, que o emboque radial arrasta mais ar. Para tomadas tipo vórtice, Castro (1990) recomenda o emboque tangencial, em razão da facilidade de construção e do menor custo.

Ferreira e Genovez (2005) ainda afirmam que o valor da seção transversal do núcleo de ar está relacionado diretamente com a eficiência do descarregador a vórtice; considerando que a vazão máxima de projeto corresponde a um Froude, aproximadamente 1,0, os três tipos de estrutura garantem um núcleo de ar com um raio de, no mínimo, 0,4 vezes o raio da tomada, ou seja, pelo menos 16% da seção transversal ocupada pela vazão de ar.

A partir dos resultados mostrados no gráfico da Figura 4.25, pode-se obter a relação  $r_0/R_p$  em função do número de Froude, como igual a:

$$r_0/R_p = 0,892 \cdot F^{-0,10} \text{ (tomadas radiais)} \quad (4.25)$$

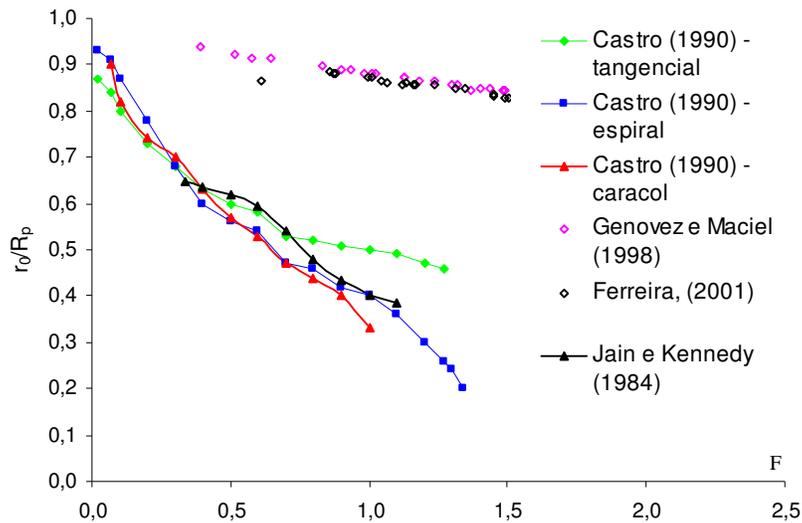


Figura 4.24 Gráfico de  $r_0/R_p$  em função do número de Froude, segundo Ferreira e Genovez (2005).

Para avaliar a quantidade de ar arrastado em função do número de Froude foram plotados em um gráfico, os valores da relação  $\beta$  em função de  $F$  (calculado na tomada de água), com os obtidos por Castro (1990), como se mostra na Figura 4.25. Observa-se que  $\beta$  diminui com o aumento do número de Froude (conseqüentemente com a vazão), tendendo a um valor constante, o que confirma os resultados já obtidos por outros autores, que a vazão de ar arrastado chega a um valor máximo e depois diminui. Além disso, verifica-se que as tomadas tipo vórtice arrastam menos ar que as outras tomadas. A partir do gráfico, pode-se estabelecer as seguintes relações:

$$\beta = 1,74 \cdot F^{-1,39} \quad (\text{tomadas radiais}) \quad (4.26)$$

$$\beta = 1,20 \cdot F^{-1,96} \quad (\text{tomadas não radiais}) \quad (4.27)$$

As expressões 4.26 e 4.27 fornecem os valores da relação  $\beta$  em função do número de Froude no poço vertical e podem ser usadas para calcular a quantidade de ar arrastado nos diferentes tipos de entradas.

Confirmou-se, portanto, que as tomadas tipo vórtice arrastam menos ar do que tomadas tipo radial e que esta quantidade de ar aumenta com o aumento da vazão

líquida, alcançando um valor máximo.

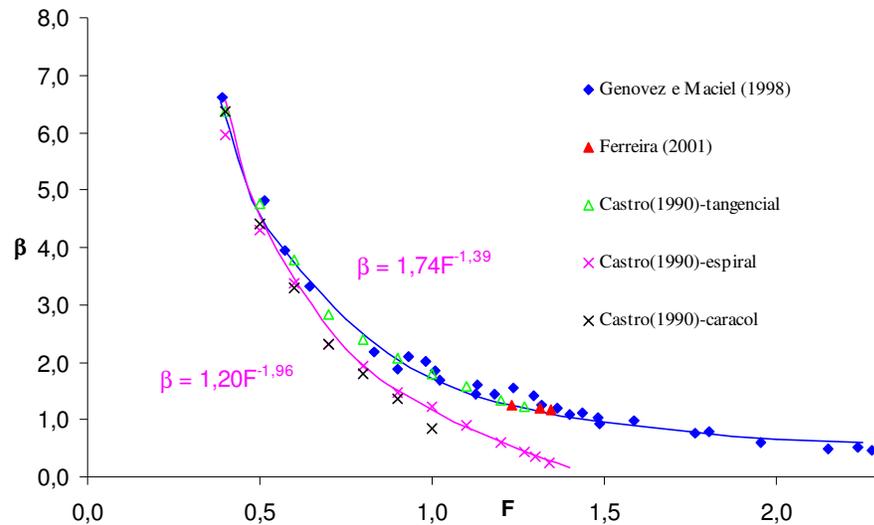


Figura 4.25 Gráfico de  $\beta$  em função do número de Froude, segundo Ferreira e Genovez (2005).

É válido lembrar que, como o vertedor tulipa é projetado para funcionamento livre, vazões líquidas inferiores à máxima são mais frequentes. Assim, ao se fazer um projeto deste tipo de vertedor, deve-se considerar qual a vazão máxima de ar que será arrastada com o escoamento, verificar se as estruturas a jusante permitem a passagem desse escoamento ar-água, e se existe a necessidade de estruturas complementares que permitam a saída do ar. As Equações 4.23 e 4.19 podem ser utilizadas para se determinar qual é a vazão líquida para a qual ocorrerá a máxima vazão de ar, e qual é essa vazão, respectivamente, valores estes importantes para o dimensionamento do vertedor e de estruturas que permitam a passagem do ar, se necessário.

Deve-se lembrar também que o túnel deve funcionar livre, ou seja, deve ter seção transversal suficiente para permitir a passagem da mistura ar-água sem que esta ocupe toda sua seção transversal. Deve-se cuidar também para que não ocorra mudança do tipo de escoamento no túnel, pois esta acontece acompanhada de vibrações na estrutura, além de causar problemas para o funcionamento adequado do vertedor.

Segundo Zhao et al. (2006), poços verticais com emboque tipo vórtice são bastante eficientes na dissipação de energia, devido ao prolongado atrito com as paredes do poço. Estimativas da perda de energia foram feitas anteriormente, a partir da hipótese que o poço é longo o suficiente para que o escoamento atinja a velocidade limite. No caso de poço com relações L/D pequenas, pode ser que a velocidade limite não seja alcançada, esperando-se uma menor dissipação de energia.

Vale lembrar que o conceito de velocidade limite foi apresentado por Viparelli (1961) citado por Genovez (1991). Para o autor, se o poço for longo o suficiente, a velocidade do ar  $V_a$  tende ao mesmo valor da velocidade da água  $V$  no poço. Assim, mesmo com pequenas relações L/D, as estruturas com emboque tipo vórtice podem ser eficientes na dissipação de energia, já que a entrada do poço em espiral o escoamento percorre um caminho maior, podendo atingir a velocidade limite.

Para avaliar o desempenho de poços com entrada em vórtice para relações L/D pequenas, Zhao et al. (2006) realizaram um estudo experimental, sendo medidos a dissipação de energia e o arraste de ar para a vazão de projeto, que no modelo, era de  $0,051\text{m}^3/\text{s}$ , além de duas vazões adicionais, de  $0,047\text{ m}^3/\text{s}$  e  $0,049\text{ m}^3/\text{s}$ . O banco de ensaios consistia de uma estrutura com uma altura total de queda de  $3,15\text{m}$ , sendo que o poço tinha  $2,70\text{m}$  de comprimento e diâmetro de  $0,223\text{m}$ , como se mostra na Figura 4.26.

O arraste de ar foi medido em cinco seções ao longo do poço vertical, e os resultados comparados com os de Vischer e Hager (1995), Ogihara e Kudou (1997) e Jain e Kennedy (1983), citados por Zhao et al (2006).

Vischer e Hager (1995), citados por Zhao et al (2006) relacionaram a vazão de ar arrastado em um poço vertical com emboque tipo vórtice ( $Q_a$ ) com a vazão líquida  $Q$  e a vazão  $Q_p$  para o escoamento forçado. Assim, para esses autores, a relação  $\beta$  pode ser determinada através da equação:

$$\beta = Q_a/Q = (Q_p/Q)^{1/2} - 1 \quad (4.28)$$

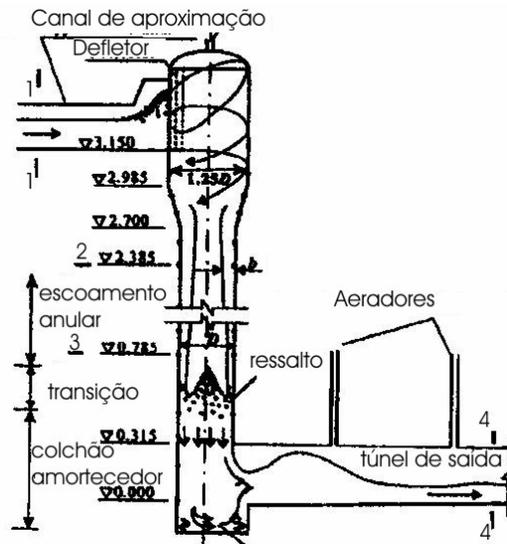


Figura 4.26 Instalação utilizada por Zhao et al (2006).

Porém, a Equação 4.28 vale para a Região I de escoamento (ver Figura 4.6), com a água em queda livre no interior do poço e a vazão de ar aumentando até atingir um valor máximo, a partir do qual tende a diminuir, devido à formação de um ressalto no poço, caracterizando a Região II de escoamento.

Ainda de acordo com Vischer e Hager (1995) pode se desprezar o termo cinético na seção de entrada para o caso de grandes alturas de queda e a vazão  $Q_p$  depende do atrito na parede, do diâmetro do poço  $D$  e do comprimento do poço  $L$ . Podendo a Equação 4.28 ser escrita em função de  $L/D$  e  $Q^*$ , sendo  $Q^*$  o adimensional de vazão. Assim, os autores sugerem que, para pequenas vazões líquidas,  $\beta$  pode ser determinado através da expressão:

$$\beta = 0,01(L/D)^{2/3}(Q^{*-3/5}-1) \quad (4.29)$$

sendo:

$$Q^* = nQ/(\pi D^{8/3}) \text{ o adimensional de vazão;}$$

$n$  o coeficiente de Manning.

A equação 4.29 fornecerá um valor de  $\beta$  menor que o da equação 4.28 quando  $Q^*$  for pequeno.

Os resultados experimentais obtidos por Zhao et al (2006) para a Região II de

escoamento foram colocados em um gráfico, mostrado na Figura 4.27, com os obtidos anteriormente por Jain e Kennedy (1983), Ogihara e Kudou (1997) e os resultados teóricos de Vischer e Hager (1995), obtidos a partir das Equações 4.28 e 4.29.

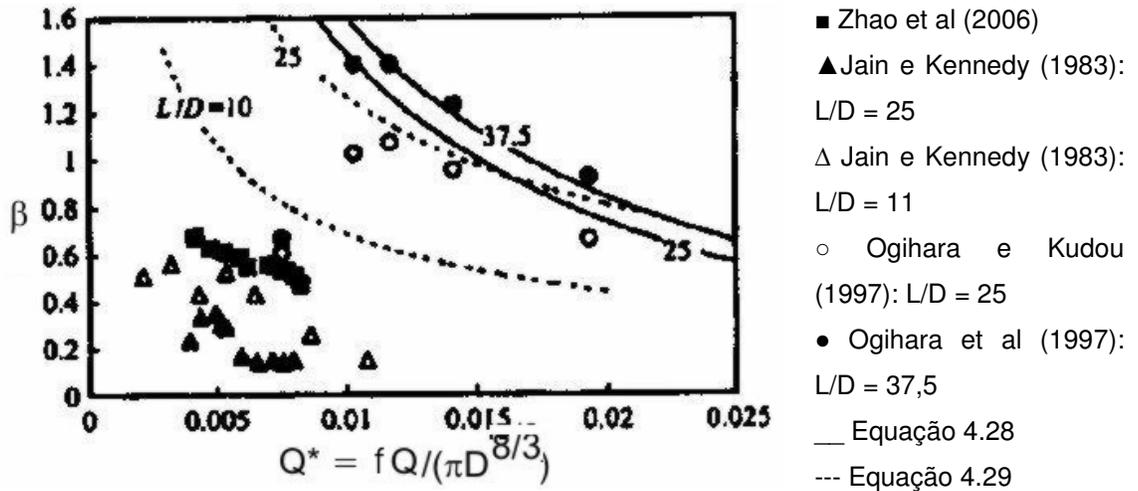


Figura 4.27 Gráfico de  $\beta$  em função de  $Q^*$ , segundo Zhao et al (2006).

Nota-se que, para Regime I de escoamento, as equações de Vischer e Hager (1995), calculados através das Equações 4.28 e 4.29 se aproximam bem dos resultados obtidos por Ogihara e Kudou (1997) para  $Q^* > 0,01$ . Por outro lado, para o Regime II de escoamento (para valores de  $\beta$  entre 0,47 a 0,68) a vazão de ar parece ser significativamente menor do que para o Regime I. Os resultados de Zhao et al. (2006) para o Regime II comparam-se aos obtidos por Jain e Kennedy (1983) para  $L/D = 11$ . Para  $L/D = 25$  as vazões de ar são ainda menores. Segundo Zhao et al. (2006), a vazão de ar menor para a Região II é esperada, já que uma parte do ar arrastado escapa de volta pelo núcleo, devido ao aumento da pressão na parte inferior do poço.

A partir do gráfico da Figura 4.27 pode-se notar também que a relação  $\beta$  diminui com o aumento de  $Q^*$ , ao contrário dos resultados de Jain e Kennedy (1983), que mostravam que  $\beta$  inicialmente aumentava com  $Q^*$ , e depois diminuía. As equações de Vischer e Hager (1995) fornecem vazões maiores de ar arrastado para grandes relações  $L/D$ .

Com base nos resultados experimentais, Zhao et al. afirmam que a presença de um colchão amortecedor no fundo do poço vertical contribui para a maior dissipação de energia, discordando das conclusões obtidas por Chanson (2004). Este afirma que a direção do escoamento na saída tem mais influência na dissipação de energia do que a presença de um colchão amortecedor. Porém, é importante ressaltar que os experimentos realizados por Zhao et al. (2006) foram obtidos para poços com uma pequena altura de queda e condições diferentes daquelas do estudo realizado por Chanson.

Outros trabalhos referentes ao problema do arraste de ar podem ser vistos em Genovez (1991) e Genovez (1997).

#### **4.3.1 Efeito de escala**

Muitas vezes, para o dimensionamento adequado de uma estrutura hidráulica, é necessário o estudo do escoamento na estrutura. Para isso, utilizam-se os modelos hidráulicos, que, segundo Kobus (1980), são a representação, em escala reduzida, de um protótipo, com o objetivo de simular escoamentos e fenômenos relativos à engenharia hidráulica.

Ainda segundo o autor, para obter a semelhança entre modelo e protótipo, deve-se garantir a semelhança dinâmica, ou seja, todas as forças que agem no modelo e no protótipo guardam entre si uma proporção constante. Foram determinados, então, números adimensionais que permitem relacionar as forças que agem no modelo, e transferi-las para o protótipo. Assim, tem-se o número de Froude, Reynolds, Weber, Mach, que são relevantes ao se avaliar escoamentos através de modelos de vertedores.

Segundo Kobus (1984), escoamentos à superfície livre são analisados segundo escala de Froude, ou seja, o número de Froude do modelo e do protótipo são iguais a

1,0. Isso faz com que apareça o chamado efeito de escala, ocasionado pela impossibilidade de redução das forças de viscosidade e tensão superficial, fazendo com que seus efeitos sejam exagerados no modelo. Portanto, ao se construir um modelo em escala de Froude, deve-se observar valores mínimos do número de Reynolds e de Weber, para verificar se os efeitos da tensão superficial e da viscosidade podem ser desprezados. Assim, o autor recomenda que o número de Reynolds do modelo seja maior ou igual ao chamado Reynolds soleira (Pimenta,1981). Da mesma forma, recomenda um número de Reynolds mínimo de  $10^5$ , pois, como outros autores confirmaram, a partir de estudos experimentais, há a necessidade de  $Re > 10^5$  para que os efeitos da viscosidade possam ser desprezados, evitando o efeito de escala.

Para escoamentos em poços verticais, pode-se calcular o número de Reynolds através da equação  $Re_1 = V \cdot L / \nu$ , sendo L o comprimento do poço. Neste caso, segundo Pan e Shao (1984), o número de Reynolds deve ser maior do que  $3,5 \cdot 10^6$ .

No caso de escoamentos com arraste de ar, Volkart (1983) propôs um critério de correção do efeito de escala, em função da escala do modelo reduzido, para a correção dos valores de ar arrastado.

Para transformar a altura da rugosidade equivalente  $k_s$ , Knauss (1981), citado por Genovez (1991), propõe equações para se determinar a escala geométrica necessária para um modelo reduzido, de modo a evitar o efeito de escala.

Com relação aos efeitos da tensão superficial, deve-se considerar um valor mínimo do número de Weber, a partir do qual estes efeitos podem ser desprezados. Pinto (1982) realizou um estudo experimental para avaliar o efeito de escala em aeradores, concluindo, a partir dos resultados obtidos, que, para se evitar o efeito de escala, deve-se ter número de Weber no modelo maior do que 500.

Além dos limites dos números de Reynolds e Weber, deve-se considerar também que o número de Mach não deve ser maior do que 0,3, pois, neste caso, as

variações de massa específica são desprezíveis, podendo o escoamento ser considerado incompressível.

Com base nas conclusões dos autores mencionados, pode-se dizer que o efeito de escala em modelos construídos segundo a escala de Froude pode ser evitado, desde que os efeitos da viscosidade, da tensão superficial e da compressibilidade do escoamento possam ser desprezados. Para isso, deve-se ter número de Reynolds maior do que  $10^5$ , número de Weber maior do que 500, e o número de Mach não deve ser maior do que 0,3.

Foi apresentada, neste capítulo, uma revisão dos processos de arraste de ar e trabalhos experimentais realizados para analisar o escoamento ar-água. Ressalta-se novamente a necessidade de se conhecer a vazão de ar que é arrastada com a vazão líquida, para efeito de dimensionamento das estruturas a jusante do vertedor e até mesmo para o dimensionamento do vertedor, já que o túnel deve permitir a passagem da mistura ar-água.



## **5 PROJETO ALTERNATIVO PARA A CURVA DE LIGAÇÃO POÇO-TÚNEL**

Neste capítulo será apresentada a formulação teórica das curvas escolhidas para serem estudadas no presente trabalho. Foram escolhidas curvas que tivessem um raio de curvatura maior do que os apresentados na literatura e que tivessem um traçado mais suave do que a curva de 90°, para verificar a influência do escoamento nas pressões que ocorrem nas partes interna e externa da curva.

### **5.1 DIMENSIONAMENTO DA CLOTÓIDE COMO CURVA DE LIGAÇÃO POÇO-TÚNEL**

A curva de ligação entre o poço e o túnel de um vertedor tipo tulipa ainda é um assunto discutido, por não haver critérios de projeto definidos a respeito da sua geometria. Várias considerações já foram feitas sobre o assunto. Indri (1959) sugere o uso da clotóide ou da lemniscata para a geometria da curva. Strauch, Cumo e Souza (1989) usaram a lemniscata para justificar novas geometrias para a transição entre o perfil da tulipa e o poço vertical.

Para Guimarães (1995), a clotóide é um tipo de curva de transição, muito utilizada em projetos de curvas horizontais de rodovias, pois seus elementos são facilmente calculados, além de permitir uma concordância sem discontinuidades entre o trecho em tangente e o trecho circular. A curva de transição é um trecho de curvatura progressiva, cujo raio local varia em cada ponto, desde o valor  $R_C$  (na concordância com o trecho circular) até o valor infinito (na concordância com o trecho em tangente).

Partindo da sugestão de Indri (1959) de utilizar a clotóide e por esta ser uma curva de fácil traçado e permitir que a ligação entre o poço e o túnel se faça sem descontinuidades, optou-se por adotá-la como uma das geometrias a serem estudadas.

Os elementos de uma curva de transição são mostrados na Figura 5.1.

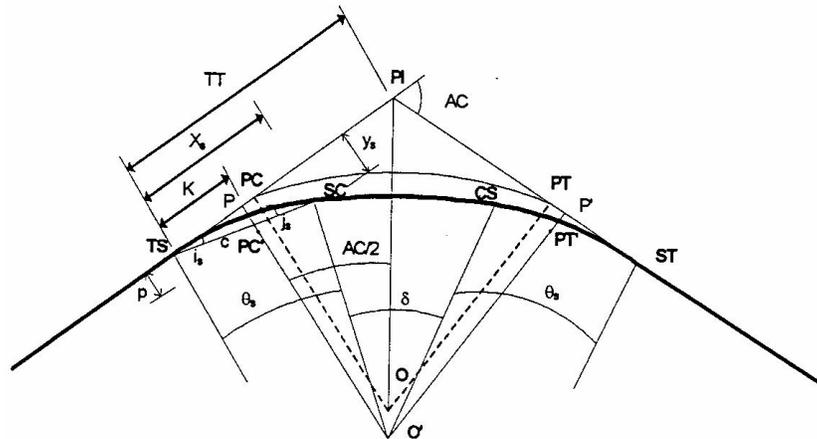


Figura 5.1 Parâmetros de uma curva de transição, segundo Guimarães (1995).

TS – ponto tangente-espiral

SC – ponto espiral-curva circular

CS – ponto curva circular-espiral

ST – ponto espiral tangente

PC' e PT' – recuos dos PC e PT originais devido à introdução da espiral

$R_C$  – raio da curva circular

AC – ângulo central ou deflexão das tangentes

$\theta_s$  – ângulo central da transição

$l_e$  – comprimento da curva de transição

$\delta$  - ângulo central da curva circular

$y_s$  e  $x_s$  – coordenadas do CS e SC em relação a TS ou ST

$p$  e  $k$  – coordenadas de recuo de PC e PT em relação a TS ou ST

TT – distância entre PI e TS ou ST, ou seja, a tangente longa

$c$  – corda da espiral

$i_s$  – ângulo entre a corda e a tangente em TS

$j_s$  – ângulo entre a corda e a tangente em SC

Para traçar a clotóide, é necessário que se calcule qual o mínimo comprimento da transição. Para este trabalho, definiu-se o comprimento de transição como sendo igual ao do trecho circular.

De acordo com Guimarães (1995), a equação que define a clotóide é dada por:

$$R \cdot l = \text{constante} \Rightarrow R_C \cdot l_e = \text{constante} = K \quad (5.1)$$

sendo R, o raio do trecho circular e l, o comprimento da espiral.

Na Figura 5.2 mostra-se um trecho da curva de transição.

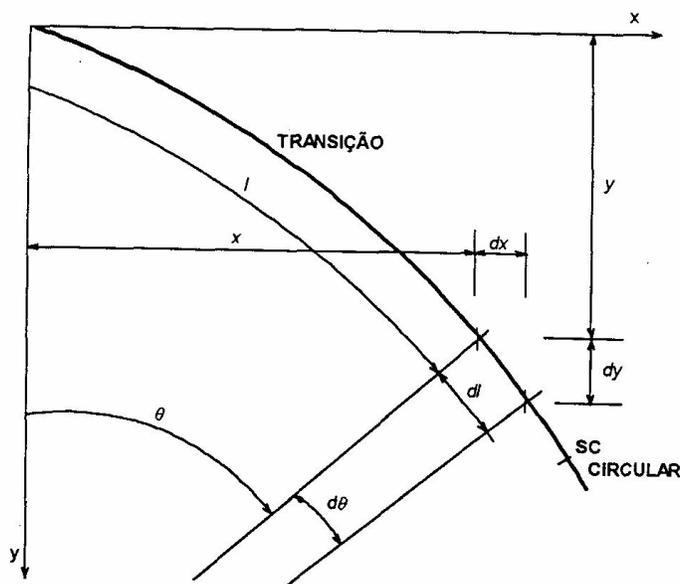


Figura 5.2 Elementos da transição, segundo Guimarães (1995).

Da Figura 5.2 tem-se que:

$$dl = R \cdot d\theta \Rightarrow \frac{dl}{R} = \frac{l \cdot dl}{K} \quad (5.2)$$

Como  $K = R_C \cdot l_e$  tem-se

$$\theta = \int \frac{l \cdot dl}{K} = \frac{l^2}{2K} = \frac{l^2}{2 \cdot R_C \cdot l_e} \quad (5.3)$$

No ponto SC,  $l = l_e$ , portanto:

$$\theta = \frac{l_e}{2 \cdot R_C} \quad (5.4)$$

Desenvolvendo  $\sin \theta$  e  $\cos \theta$  em série e fazendo  $dx = dl \cdot \cos \theta$  e  $dy = dl \cdot \sin \theta$  tem-se:

$$\sin \theta = \theta - \frac{\theta^3}{3!} + \frac{\theta^5}{5!} - \dots = \theta - \frac{\theta^3}{6} + \frac{\theta^5}{120} - \dots \quad (5.5)$$

$$\cos \theta = 1 - \frac{\theta^2}{2!} + \frac{\theta^4}{4!} - \dots = 1 - \frac{\theta^2}{2} + \frac{\theta^4}{24} - \dots \quad (5.6)$$

Portanto:

$$dy = dl \left( \theta - \frac{\theta^3}{6} + \frac{\theta^5}{120} - \dots \right) \quad (5.7)$$

$$dx = dl \left( 1 - \frac{\theta^2}{2} + \frac{\theta^4}{24} - \dots \right) \quad (5.8)$$

Integrando as expressões (5.7) e (5.8), chega-se a:

$$y = \int \left( \theta - \frac{\theta^3}{6} + \frac{\theta^5}{120} - \dots \right) dl \quad (5.9)$$

$$x = \int \left( 1 - \frac{\theta^2}{2} + \frac{\theta^4}{24} - \dots \right) dl \quad (5.10)$$

Como  $\theta = l^2/2K$ , no ponto SC resulta  $l = l_e$ . Finalmente, tem-se as coordenadas  $x_s$  e  $y_s$  do ponto onde a espiral e o trecho circular se unem:

$$y_s = l_e \cdot \left( \frac{\theta_s}{3} - \frac{\theta_s^3}{42} + \frac{\theta_s^5}{1320} - \dots \right) \quad (5.11)$$

$$x_s = l_e \cdot \left( 1 - \frac{\theta_s^2}{10} + \frac{\theta_s^4}{216} - \dots \right) \quad (5.12)$$

Uma vez calculadas as coordenadas  $x_s$  e  $y_s$ , definem-se os valores para se determinar os pontos de concordância da espiral com o poço vertical e da espiral com o trecho circular. Assim, são definidos os seguintes valores característicos:

$$p = y_s - R_C (1 - \cos \theta_s) \text{ (afastamento)} \quad (5.13)$$

A distância  $K$  do centro  $O'$ , em relação aos pontos  $TS$  ou  $ST$  (ver Figura 5.1) é expressa por:

$$K = x_s - R_C \cdot \text{sen } \theta_s \quad (5.14)$$

A seguir, calcula-se a distância  $T$  entre o ponto de interseção do poço vertical com o túnel e o início do trecho espiral e o desenvolvimento do trecho circular  $D^*$ . Assim:

$$T = K + (R_C + p) \cdot \text{tg } (AC/2) \quad (5.15)$$

$$D^* = R_C \cdot \delta \quad (5.16)$$

Para espirais simétricas, tem-se:

$$\delta = AC - 2 \cdot \theta_s \quad (5.17)$$

Substituindo a expressão (5.17) em (5.16), tem-se:

$$D^* = R_C \cdot (AC - 2 \cdot \theta_s) \quad (D \geq 0) \quad (5.18)$$

Para traçar o trecho da transição, calculam-se os valores de  $x$  e  $y$  para um comprimento de um metro. Para marcar os pontos  $x$  e  $y$  na curva, utilizam-se as equações (5.19) a (5.21):

$$x = l \cdot \left( 1 - \frac{\theta^2}{10} \right) \quad (5.19)$$

$$y = l \cdot \left( \frac{\theta}{3} \right) \quad (5.20)$$

$$i = \text{arctg } (y/x) \quad (5.21)$$

A partir da seqüência de cálculo descrita acima, nota-se a facilidade na determinação das coordenadas da curva clotóide, sendo possível o uso de um programa ou até mesmo de uma ferramenta simples como o Microsoft Excel, ou alguma ferramenta semelhante.

## 5.2 DIMENSIONAMENTO DA CURVA C4 COMO CURVA DE LIGAÇÃO POÇO TÚNEL

Souza (2004) sugere novas geometrias para o traçado de superfícies curvas em estruturas hidráulicas, tais como ogiva de pilar, tomadas de água, emboque do vertedor tipo tulipa, além de outros.

Na Figura 5.3 mostra-se o esquema de uma dessas curvas, e sua equação que é expressa por:

$$y = a \sqrt{\cos\left(\frac{\pi x}{2b}\right)} \text{ sendo } -b \leq x \leq b. \quad (5.22)$$

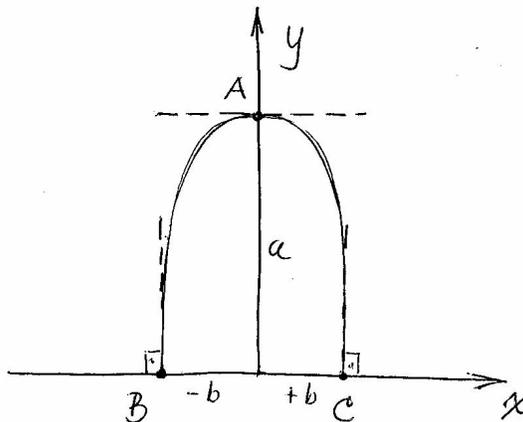


Figura 5.3 Esquema da curva C4, segundo Souza (2004).

Nota-se que a interseção da curva com os eixos x e y se faz a 90° para qualquer valor de a e b, facilitando que esses parâmetros sejam determinados.

Nas Figuras 5.4 a 5.6 mostram-se exemplos de aplicação para essa nova geometria.

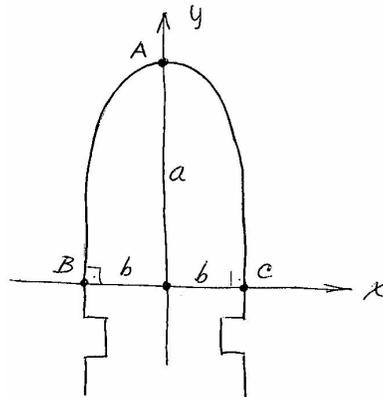


Figura 5.4 Utilização da curva para o traçado de ogiva de pilares, segundo Souza (2004).

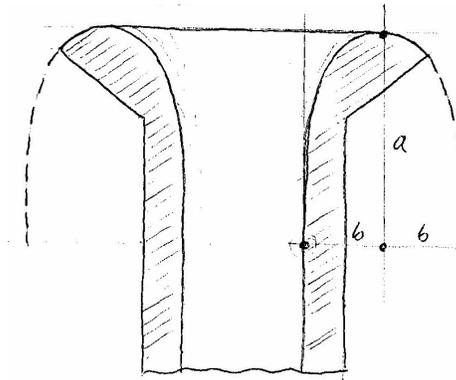


Figura 5.5 Utilização da curva para o traçado do emboque de um vertedor tipo tulipa, segundo Souza (2004).

A inclinação da tangente à curva é dada por:

$$\frac{dy}{dx} = -\frac{a\pi}{4b} \frac{\operatorname{sen}\left(\frac{\pi x}{2b}\right)}{\sqrt{\cos\left(\frac{\pi x}{2b}\right)}} \quad (5.23)$$

Assim, no ponto A, tem-se:

$$\text{No ponto A: } \frac{dy}{dx} = 0 \quad (5.24)$$

A inclinação da tangente do ponto B é igual à do ponto C. Assim, para os pontos B e C tem-se que:

$$\frac{dy}{dx} = \infty$$

(5.25)

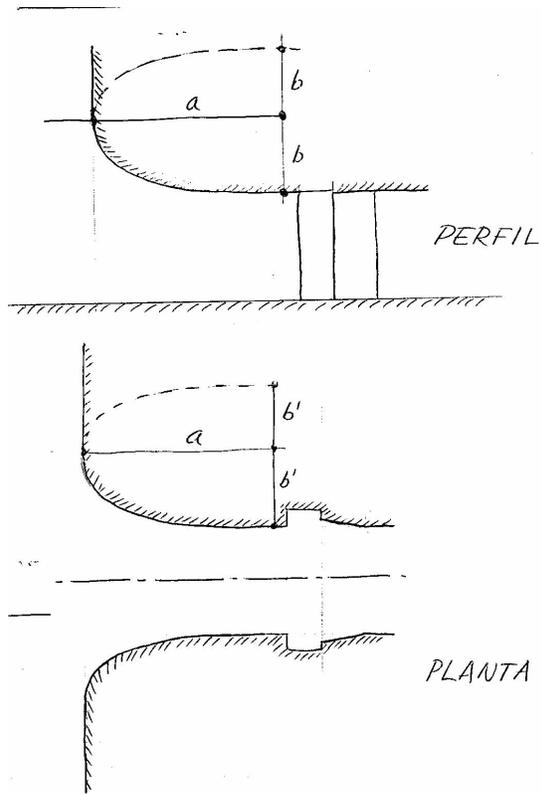


Figura 5.6 Utilização da curva para o traçado de tomadas de água, segundo Souza (2004).

O raio de curvatura será expresso por:

$$r = \frac{\left[ 1 + \left( \frac{dy}{dx} \right)^2 \right]^{3/2}}{\left| \frac{d^2y}{dx^2} \right|} \quad (5.26)$$

Fazendo a segunda derivada da equação (5.22), obtém-se:

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{a\pi}{4b} \frac{\left[ \frac{\pi}{2b} \cos^{3/2}\left(\frac{\pi x}{2b}\right) + \frac{\pi}{4b} \frac{\text{sen}^2\left(\frac{\pi x}{2b}\right)}{\sqrt{\cos\left(\frac{\pi x}{2b}\right)}} \right]}{\cos\left(\frac{\pi x}{2b}\right)} \quad (5.27)$$

Desenvolvendo a Equação 5.27, a expressão fica:

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{a\pi^2}{16b^2} \left[ \frac{1 + \cos^2\left(\frac{\pi x}{2b}\right)}{\cos^{3/2}\left(\frac{\pi x}{2b}\right)} \right] \quad (5.28)$$

Substituindo a expressão (5.28) em (5.26), tem-se:

$$r = \frac{\left[ 1 + \frac{a^2\pi^2}{16b^2} \frac{\text{sen}^2\left(\frac{\pi x}{2b}\right)}{\cos\left(\frac{\pi x}{2b}\right)} \right]^{3/2}}{\left| \frac{a\pi^2}{16b^2} \left[ \frac{1 + \cos^2\left(\frac{\pi x}{2b}\right)}{\cos^{3/2}\left(\frac{\pi x}{2b}\right)} \right] \right|} \quad (5.29)$$

Desenvolvendo a Equação 5.29 tem-se a equação do raio de curvatura:

$$r = \frac{16b^2 \left[ 16b^2 \cos\left(\frac{\pi x}{2b}\right) + a^2\pi^2 \text{sen}^2\left(\frac{\pi x}{2b}\right) \right]^{3/2}}{a\pi^2 \left| 1 + \cos^2\left(\frac{\pi x}{2b}\right) \right| (16b^2)^{3/2}} \quad (5.30)$$

Substituindo as coordenadas do ponto A na expressão (5.30), determina-se o raio de curvatura para este ponto. Assim, no ponto A, o raio é dado por:

$$r = \frac{8b^2}{a\pi^2} \quad (5.31)$$

O mesmo pode ser feito para os pontos B e C. Assim, tem-se, para o ponto B:

$$r = \frac{a^2\pi}{4b} \quad (5.32)$$

e para o ponto C:

$$r = \frac{a^2\pi}{4b} \quad (5.33)$$

Desta forma foi definida a geometria desta nova curva e foram obtidos seus parâmetros característicos.

Como já foi visto na revisão bibliográfica apresentada, não existe um critério definido para o dimensionamento das curvas que ligam o poço ao túnel de um vertedor tipo tulipa. A partir de sugestões encontradas em estudos anteriores, e pelo fato de as curvas descritas neste capítulo apresentarem facilidade de cálculo e um traçado mais suave que o da curva de 90º, optou-se por adotá-las para este estudo. O cálculo de suas coordenadas e seus traçados serão apresentados no Capítulo 6.

## **6 METODOLOGIA**

Neste capítulo será descrito o banco de ensaio que será empregado no trabalho experimental, será apresentado o cálculo do perfil das curvas a serem utilizadas, assim como a metodologia de ensaio.

### **6.1 BANCO DE ENSAIO**

Para a realização desta pesquisa foi empregado o banco de ensaio existente no Laboratório de Hidráulica e Mecânica dos Fluidos da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, segundo Genovez (1997). Para o estudo, será utilizado o modelo do vertedor tipo tulipa da Barragem de Paraitinga, construído na escala 1:51,02. A instalação pode ser vista na Figura 6.1.

A representação do reservatório foi realizada com o auxílio de uma caixa de concreto de 3,40m de lado, colocada a 2,50m de altura. Entre a tulipa e o reservatório foi colocada uma parede tranqüilizadora circular de 0,15 m de espessura para poder representar a aproximação da água normal à tulipa, conforme Genovez (1997). A alimentação ao modelo foi feita por meio de uma tubulação de 0,15 m de diâmetro, colocada no fundo do reservatório de concreto. Um sistema de duas bombas recalca água do reservatório inferior até a instalação de ensaio.

O modelo do vertedor de Paraitinga na escala 1:51,02 foi ensaiado por Genovez (1991) para avaliar o arrastamento de ar, mas não tinha sido feito o estudo

para otimizar a curva de ligação poço-túnel. Este vertedor foi intensamente estudado em laboratório no CTH na escala 1:25 (CTH, 1971) e, neste texto, será referenciado como protótipo CTH.

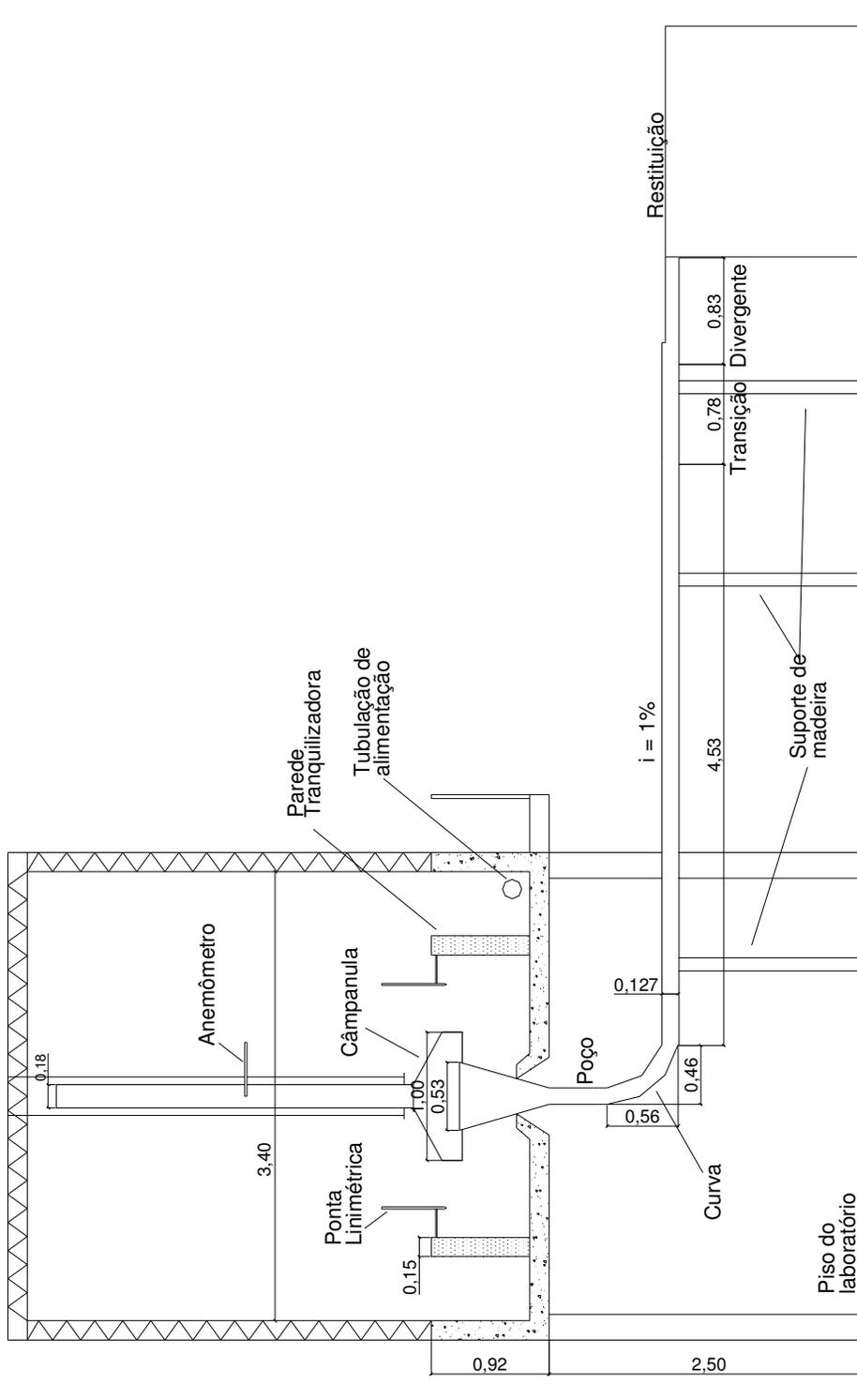


Figura 6.1 Banco de ensaio para a curva C2, segundo Genovez (1997).

Pode ser destacado que o modelo foi construído de acordo com a semelhança de Froude e que a escala adotada baseou-se em critério prático, para poder usar como túnel uma tubulação comercial em PVC. Para modelo Froudiano valem as relações que se seguem, onde o índice p refere-se ao protótipo e m ao modelo.

$$\lambda = \frac{l_p}{l_m} \quad \text{Escala geométrica} \quad (6.1)$$

$$F_r = \frac{F_p}{F_m} = 1 \quad \text{Froude} \quad (6.2)$$

$$V_r = \frac{V_p}{V_m} = \lambda^{1/2} \quad \text{Velocidade} \quad (6.3)$$

$$Q_r = \frac{Q_p}{Q_m} = \lambda^{5/2} \quad \text{Vazão} \quad (6.4)$$

$$Re_r = \frac{Re_p}{Re_m} = \lambda^{3/2} \quad \text{Reynolds} \quad (6.5)$$

$$f_r = \frac{f_p}{f_m} = 1 \quad \text{Atrito} \quad (6.6)$$

Para este trabalho serão estudadas experimentalmente quatro curvas: uma curva circular (C1), uma curva de raio variável (protótipo) C2, conforme CTH (1971), uma curva com o perfil clotóide (C3) e a curva C4, conforme sugestão de Souza (2004).

A curva C2, do protótipo, já havia sido estudada experimentalmente na escala 1:25, avaliando com recursos da época, somente os valores de pressão média.

Para as curvas C2 e C3 o poço vertical é de acrílico, e para C1 de PVC. Já para a curva C4, devido ao seu dimensionamento, o poço ficou bastante reduzido, e será feito de acrílico, juntamente com a curva. As curvas de ligação C2, C3 e C4 são de acrílico para se poder visualizar o escoamento no seu interior.

Na Figura 6.2 pode ser vista a tulipa, transição, poço vertical e uma das curvas a serem ensaiadas.

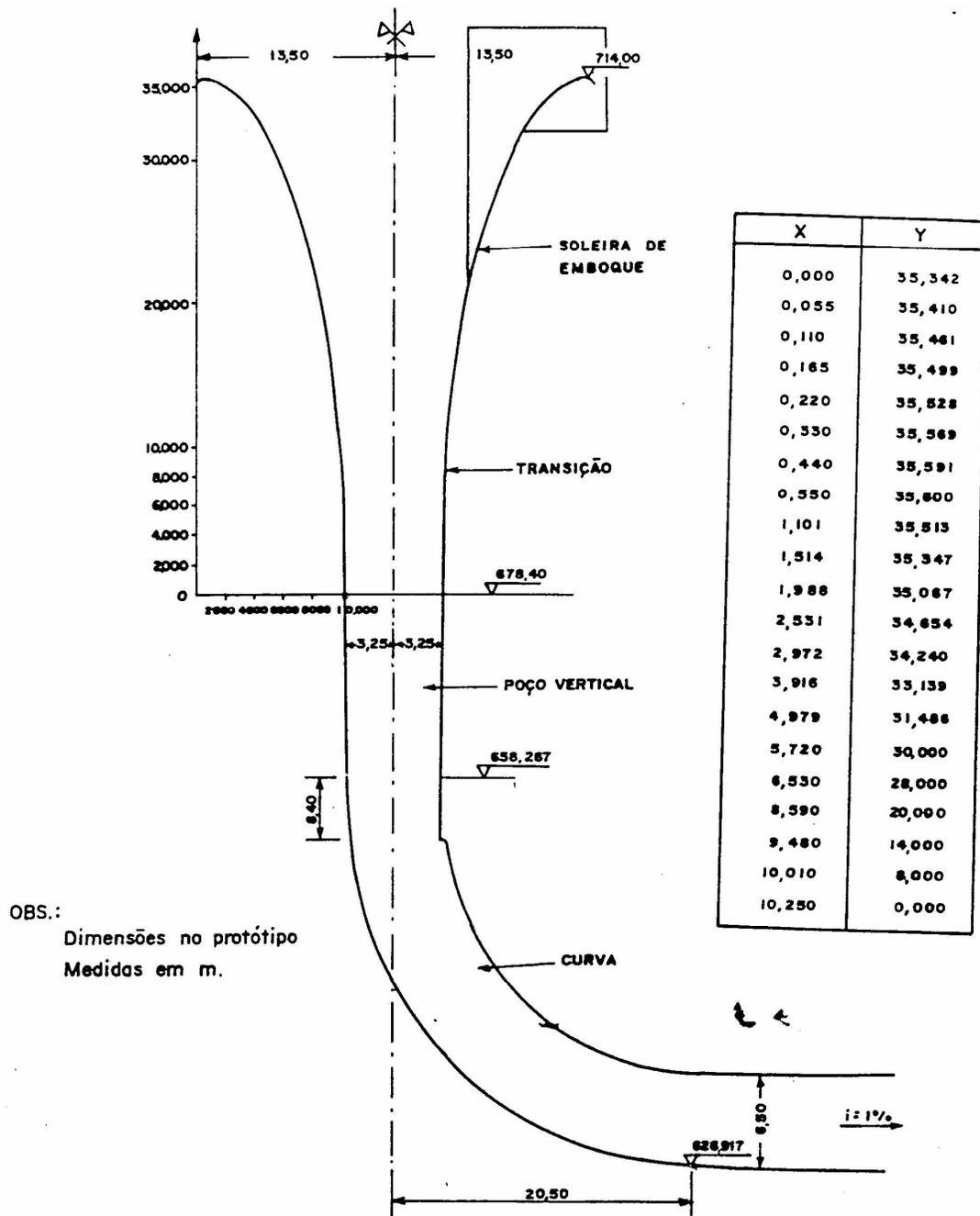


Figura 6.2 Tulipa, transição, poço vertical e curva C2, segundo Genovez (1997).

Para o túnel de descarga do vertedor foi empregado tubo de PVC comercial. A transição final e o divergente foram construídos em plástico reforçado com fibra de vidro, conforme Genovez (1991). O banco de ensaios utilizado neste trabalho pode ser visto na Foto 6.1.



Foto 6.1 Banco de ensaios.

## 6.2 TRAÇADO DAS CURVAS DE LIGAÇÃO POÇO-TÚNEL

Vários traçados de curvas foram analisados para se determinar que tipo de curva seria utilizada neste estudo experimental. Foram escolhidas curvas com raio de curvatura grande e que tivessem um traçado suave, para que se pudesse analisar se o novo traçado influenciaria no escoamento e nas pressões nas partes interna e externa da curva.

Assim, as curvas utilizadas neste estudo experimental serão:

- C1: curva com raio constante e ângulo de  $90^\circ$ ;
- C2: curva de raio variável, segundo CTH (1971), cujo esquema foi mostrado na Figura 3.15 ;
- C3: uma curva do tipo clotóide;
- C4: curva sugerida por Souza (2004).

O equacionamento para a definição geométrica das curvas C3 e C4 foi apresentado no Capítulo 5. Neste item serão indicados os valores de referência para a

execução geométrica das curvas na escala do modelo 1:51,02.

### 6.2.1 Curva C3 (Clotóide)

Para traçar o perfil da curva C3 foram utilizadas as equações já apresentadas no Capítulo 5, a fim de se determinar os parâmetros necessários para o cálculo das coordenadas.

A curva C3 foi calculada com raio de curvatura igual a 3 e 5 vezes o diâmetro da curva. Conforme já citado no Capítulo 3, o USBR (1987) sugere um de 1,4 a 5,5 vezes o diâmetro da curva D. Nos estudos experimentais citados anteriormente, a relação entre o raio da curva  $R_c$  e seu diâmetro estava entre 0,5 e 3. Portanto, para este trabalho, decidiu-se adotar  $R_c = 5D$  para analisar o que aconteceria. No protótipo, a curva tem 6,5m de diâmetro, o que resulta em um raio de curvatura de 32,50m para o protótipo. Os cálculos serão feitos para valores de protótipo e depois transformados segundo a escala de Froude para valores de modelo.

Para o projeto de rodovias, onde a clotóide é utilizada, utiliza-se a velocidade do veículo para o cálculo do comprimento mínimo da transição. Para a situação do escoamento no vertedor tulipa, não se tem essa velocidade, mas sim, a velocidade do escoamento no final da queda do poço vertical, que pode ser determinada pela expressão:

$$V = 0,95\sqrt{2gH} \quad (6.7)$$

sendo:

g a aceleração da gravidade ( $m/s^2$ );

H a diferença entre o nível de água no reservatório e a cota de fundo da curva (m).

Dessa forma, resultou um valor de velocidade de 39,5m/s.

Para dimensionar a transição, decidiu-se adotar o comprimento da transição igual ao raio de curvatura (32,50m).

Com o comprimento mínimo (32,50m) foi calculado  $\theta_S$ , que é o ângulo central da transição, conforme apresentado na Figura 5.1.

$$\theta_S = \frac{l_e}{2 \cdot R_C} = \frac{32,50}{2 \cdot 32,50} = 0,50 \quad (6.8)$$

A partir daí, foram calculadas as coordenadas  $x_S$  e  $y_S$  que representam o ponto onde a espiral se inicia. Assim:

$$x_S = l_e \cdot \left(1 - \frac{\theta_S^2}{10}\right) = 32,50 \left(1 - \frac{0,5^2}{10}\right) = 31,69\text{m} \quad (6.9)$$

$$y_S = l_e \cdot \left(\frac{\theta_S}{3}\right) = 32,50 \left(\frac{0,50}{3}\right) = 5,42\text{m} \quad (6.10)$$

$$i_S = \arctg(y_S/x_S) = 0,1693\text{rad} = 9,7^\circ \quad (6.11)$$

Calculados os pontos de início da espiral, foram calculados os outros parâmetros necessários, para que as coordenadas fossem marcadas.

$$p = y_S - R_C (1 - \cos \theta_S) = 1,44\text{m} \quad (6.12)$$

$$K = x_S - R_C \cdot \text{sen } \theta_S = 16,11 \quad (6.13)$$

$$T = K + (R_C + p) \cdot \text{tg}(AC/2) = 50,04\text{m} \quad (6.14)$$

$$D = R_C \cdot (AC - 2 \cdot \theta_S) = 18,55\text{m} \quad (6.15)$$

Uma vez calculados estes parâmetros, foram escolhidos valores da abscissa  $x$  a cada 1,00m e calculados os valores de  $y$ , considerando que a origem das coordenadas coincide com o limite tulipa-poço. Na Tabela 6.1, apresentam-se os valores das coordenadas da curva C3, em valores de modelo. Na Figura 6.3, pode-se ver um esquema da curva, com a indicação da posição das tomadas de pressão. As tomadas de pressão foram definidas com as mesmas ordenadas da curva C2 (protótipo), porém, numeradas diferentemente. Na Tabela 6.2 se mostra a equivalência

entre as tomadas das curvas deste trabalho e as tomadas da curva do protótipo CTH (modelo escala 1:25).

Tabela 6.1 Valores das coordenadas da curva C3, no modelo escala 1:51,02

x	y	x	y	x	y	x	y
0,00	2,90	5,13	51,43	25,48	82,19	73,59	99,40
0,00	4,86	5,76	53,29	26,46	83,00	71,64	99,24
0,00	6,82	6,43	55,13	27,44	83,78	69,69	99,06
0,01	8,78	7,16	56,96	28,42	84,53	67,74	98,85
0,03	10,74	7,94	58,76	29,40	85,24	65,79	98,61
0,05	12,70	8,77	60,54	30,38	85,93	63,85	98,34
0,08	14,66	9,67	62,30	31,36	86,59	61,91	98,04
0,13	16,62	10,62	64,03	32,34	87,23	59,98	97,71
0,19	18,58	10,78	64,31	33,32	87,84	58,06	97,34
0,27	20,54	11,76	66,02	34,30	88,43	56,14	96,93
0,36	22,50	12,74	67,61	35,28	88,99	54,23	96,48
0,47	24,45	13,72	69,11	37,10	90,00	52,33	95,99
0,60	26,41	14,70	70,52	39,14	91,00	50,45	95,45
0,76	28,36	15,68	71,85	41,18	92,00	48,57	94,87
0,94	30,31	16,66	73,12	43,22	93,00	46,71	94,24
1,15	32,26	17,64	74,32	45,26	94,00	44,87	93,57
1,39	34,21	18,62	75,47	47,30	95,00	43,04	92,84
1,66	36,15	19,60	76,56	49,34	96,00	41,24	92,06
1,96	38,09	20,58	77,60	51,38	97,00	39,46	91,23
2,29	40,02	21,56	78,60	53,42	98,00	37,70	90,33
2,66	41,94	22,54	79,56	55,46	99,00	35,97	89,38
3,07	43,86	23,52	80,47	57,50	100,00		
3,52	45,77	24,50	81,35	59,55			

OBS: valores das coordenadas em cm.

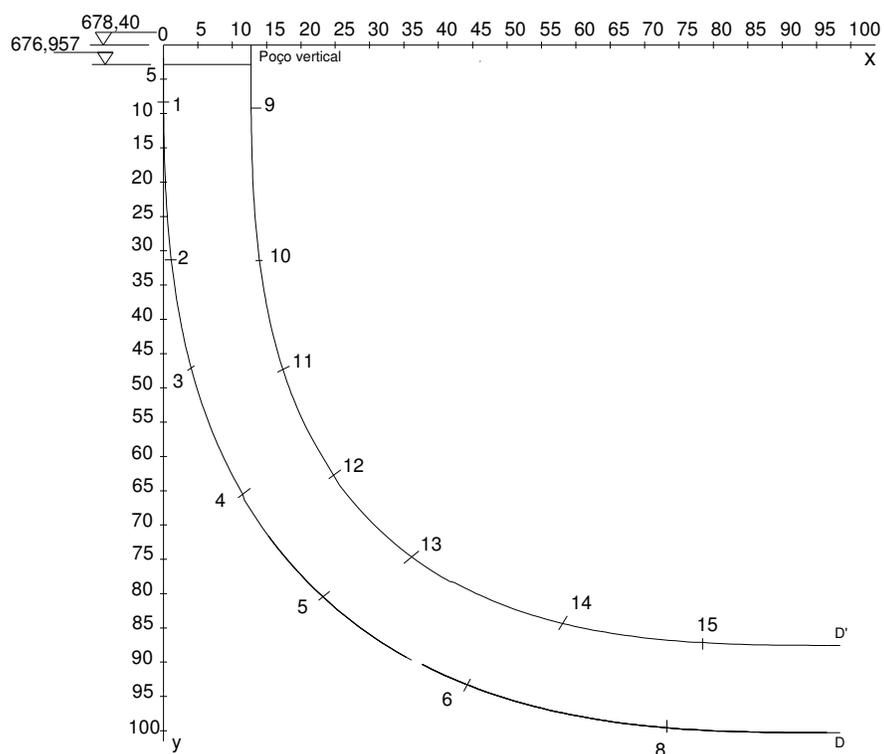


Figura 6.3 Esquema da Curva C3 com a posição das tomadas de pressão.

Tabela 6.2 Tabela de correspondência entre as tomadas de pressão.

Curva CTH	Curvas C1,
48	T1
49	T2
50	T3
64	T4
66	T5
68	T6
70	T7
77	T8
43	T9
44	T10
54	T11
56	T12
58	T13
60	T14
73	T15

### 6.2.2 Curva C4

Como já foi descrito no Capítulo 5 a equação da curva é :

$$y = a \sqrt{\cos\left(\frac{\pi x}{2b}\right)} \text{ sendo } -b \leq x \leq b \quad (5.22)$$

Como a curva é perpendicular aos eixos nos pontos A, B e C (ver Figura 5.3) para quaisquer valores dos parâmetros a e b, foram adotados como os comprimentos horizontal e vertical da curva original da tulipa. Portanto, no modelo,  $a = 0,6145\text{m}$  e  $b = 0,4655\text{m}$ , equivalentes a 31,35m e 23,75m no protótipo, respectivamente. Assim, a equação da curva é:

$$y = 0,6145 \sqrt{\cos\left(\frac{\pi x}{0,931}\right)} \quad (6.16)$$

Na Tabela 6.3, podem-se ver os valores das coordenadas da curva C4. Na Figura 6.4, mostra-se um esquema da curva com a posição das tomadas de pressão.

Tabela 6.3 Valores das coordenadas da curva C3, no modelo escala 1:51,02.

x	y	x	y	x	y
46,55	61,45	24,99	53,10	3,43	20,88
44,59	61,38	23,03	51,46	2,45	17,66
42,63	61,18	21,07	49,64	1,47	13,68
40,67	60,84	19,11	47,64	1,08	11,72
38,71	60,37	17,15	45,44	0,69	9,35
36,75	59,76	15,19	43,03	0,49	7,90
34,79	59,01	13,23	40,38	0,29	6,12
32,83	58,12	11,27	37,44	0,10	3,53
30,87	57,09	9,31	34,16	0,00	0,07
28,91	55,91	7,35	30,44		
26,95	54,59	5,39	26,13		

OBS: Valores das coordenadas em cm.

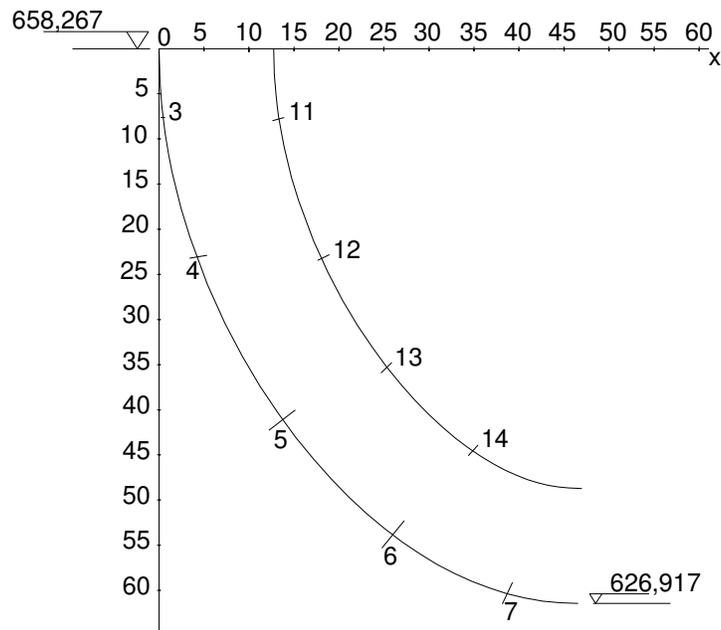


Figura 6.4 Esquema da Curva C4, com a posição das tomadas de pressão.

Na Figura 6.5, mostra-se a superposição das quatro curvas ensaiadas. Nota-se que o traçado das curvas C3 e C4 são mais suaves que os das curvas C1 e C2. As cotas de início das curvas são diferentes, pois, para que se pudesse traçar a espiral da cura C3, era necessário um espaço maior do que o do projeto original do vertedor, optando-se por incorporar o poço para se traçar adequadamente a curva. Além disso, a ausência do poço permitirá que se verifique se essa condição interfere nas pressões ao longo da curva, pois a partir da seção final da soleira de emboque já se inicia a descarga na curva.

### 6.3 EQUIPAMENTOS DE MEDIÇÃO

A medição dos níveis de água dentro do reservatório foi feita por meio de duas pontas linimétricas (0,80 m, precisão de 0,1mm) instaladas diametralmente opostas, visando verificar uma possível desuniformidade na aproximação da água ao modelo da tulipa.

A medição das vazões foi feita com o auxílio de medidor ultra-sônico instalado na tubulação de alimentação (system 990 Uniflow que opera na faixa de diâmetro de 0,0635m a 9,144m, precisão de 0,1 L/s), tomando-se o cuidado de garantir o escoamento a seção plena na tubulação onde está fixado o ultra-som (já que o medidor ultra-sônico não consegue medir vazões, quando a seção da tubulação não está completamente cheia de água). O medidor ultra-sônico foi aferido com o uso de um medidor tipo Venturi previamente calibrado com caixa volumétrica.

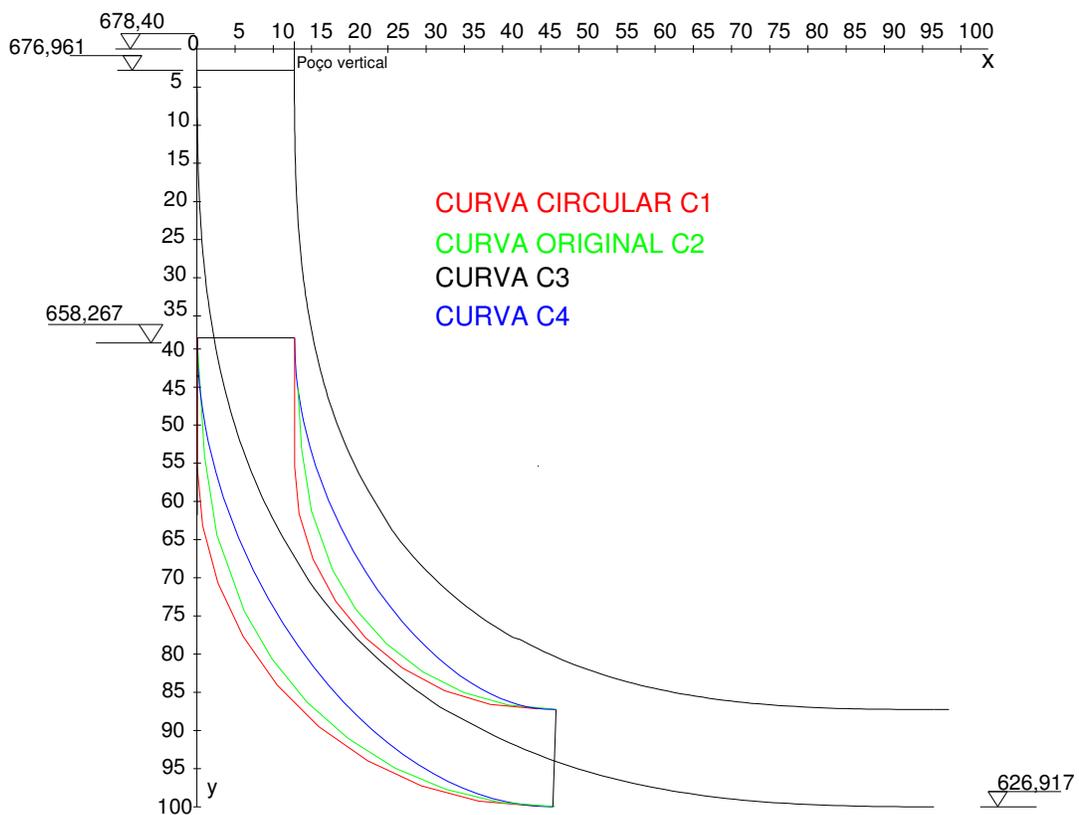


Figura 6.5 Superposição das curvas ensaiadas.

Para medir o arraste de ar foi usado um anemômetro With Lambrecht nº 1400, (com velocidade mínima de 0,50 m/s e máxima de 50,00 m/s, temperatura inferior -30°C e superior 100°C e diâmetro exterior do aro 0,108m). O anemômetro foi instalado numa campânula, cujo diâmetro menor é 0,18m e o maior 1,00m, definidos por Genovez (1991), de forma que as perdas de carga na tubulação de medição não fossem influenciadas pelo diâmetro adotado. Na Foto 6.2, mostra-se o anemômetro instalado

na campânula e, na Foto 6.3, a campânula. O anemômetro havia sido calibrado em túnel de vento.



Foto 6.2 Anemômetro instalado na tubulação da campânula.

Para a medição das pressões, foi utilizado um transdutor da marca Sodemex, tipo HM1-23 com sensibilidade de  $1,641\text{mV/V}$ , intervalo de medição de 0 a  $50\text{mH}_2\text{O}$  e incerteza de 0,25%, como mostrado na Foto 6.4. Previamente ao início do trabalho experimental, o transdutor foi calibrado no CT - Centro de Tecnologia da Unicamp, com uma balança de pressão a gás. Os sinais do transdutor em mV são traduzidos em valores de pressão através de um conversor de sinais da HBM.



Foto 6.3 Campânula utilizada para medir o ar.



Foto 6.4 Transdutor utilizado para a medição de pressões.

Para a obtenção e o armazenamento dos dados de pressão instantânea, foi utilizado o software Catman 4.5, que também permite a visualização em forma de gráfico da flutuação de pressão ao longo do tempo de ensaio. Na Foto 6.5, mostra-se o sistema de aquisição de dados.

Para medir a vibração provocada pelo escoamento na curva, foi utilizado um acelerômetro Bruel e Kjaer, modelo 4397, escala de medição de 1 a 20 kHz e incerteza de  $\pm 0,3\%$ , como se mostra na Foto 6.6. Para que se possa fazer a comparação da vibração do escoamento nas quatro curvas ensaiadas, o acelerômetro foi instalado na mesma posição de referência em todas as curvas.

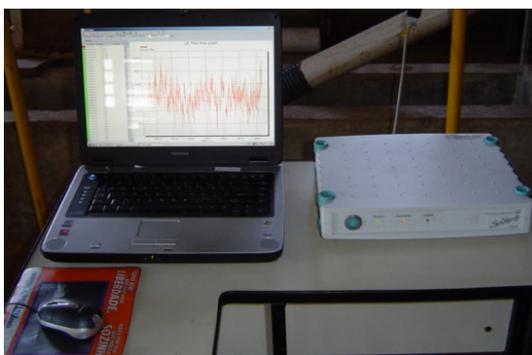


Foto 6.5 Sistema de aquisição e armazenamento dos dados.



Foto 6.6 Acelerômetro instalado na curva.

## 6.4 PROCEDIMENTOS DE ENSAIO

Após ligar as bombas e iniciar o escoamento pela instalação, esperava-se 10min até estabilizar o escoamento antes de começar as medições.

Na primeira etapa foi feito o levantamento da curva cota x vazão do vertedor e a determinação da vazão de afogamento, a fim de se verificar se esta podia sofrer alguma alteração devido à mudança na geometria da curva. Assim, aumentava-se gradativamente a vazão líquida, e media-se a vazão de ar e a altura do nível de água com relação à crista da tulipa. A vazão foi aumentada até atingir o afogamento da tulipa.

Para a medição das pressões instantâneas na curva e para efeito de comparação do modelo com os valores do protótipo, foram usadas as vazões definidas previamente correspondentes a 0,30; 0,60; 0,80 e 1,00 da vazão de dimensionamento do protótipo  $Q_0$  que é de  $677\text{m}^3/\text{s}$ , transformadas na escala de Froude pela Equação 6.4. A vazão era controlada através de um registro localizado na tubulação de entrada.

Para cada vazão, media-se a pressão nas tomadas instaladas ao longo das curvas. Nas curvas C1, C2 e C3, havia 9 tomadas de pressão e, na curva C4, havia 14, por ser uma curva maior. As tomadas de pressão foram localizadas em pontos equivalentes em todas as curvas, para que se pudesse fazer a comparação das pressões medidas em cada uma.

Para determinar a frequência e o tempo de amostragem para medir as flutuações de pressão na curva de ligação, foi utilizada a mesma metodologia realizada por Oliveira (1984).

Na primeira etapa de ensaios foi escolhido um tempo de 300s e, para este tempo, variou-se a frequência de amostragem, que é a quantidade de leituras que o computador deve registrar, por segundo. As frequências variaram de 600Hz a 150Hz, e para cada uma delas anotou-se o pico máximo de pressão, fornecido pelo programa

utilizado para o registro dos dados, apresentados na Tabela 6.4. Observou-se que a menor frequência possível era de 300Hz, pois valores inferiores a este não registravam os picos máximos de pressão. Esta frequência equivale a um intervalo entre as medições inferior ao adotado por Oliveira (1984) e Strauch et al. (1990). Porém, vale ressaltar aqui que Oliveira analisou a flutuação de pressão no poço vertical do vertedor tipo tulipa, e não na curva, que é a região onde o escoamento sofre mudança de direção, o que justifica uma maior flutuação na pressão. Para se evitar problemas de interferência da frequência da rede elétrica, que é de 60Hz, procurou-se evitar as frequências múltiplas desse valor, sendo escolhida, portanto, uma frequência de amostragem igual a 400Hz.

Tabela 6.4 Frequências de amostragem

<b><i>f (Hz)</i></b>	600	400	300	200	150
<b><i>p<sub>max</sub> (mca)</i></b>	0,121	0,121	0,121	0,099	0,044

Para se determinar o tempo de registro representativo para o fenômeno, determinou-se o valor do índice de turbulência ( $K_p$ ), para vários intervalos de tempo. Este parâmetro mostra a relação da flutuação de pressão em torno do valor médio, em relação ao próprio valor médio, é expresso através da equação:

$$K_p = \frac{\sqrt{(\overline{p' - \bar{p}})^2}}{\bar{p}} \quad (6.17)$$

na qual:

$p'$  é a pressão instantânea;

$\bar{p}$  é a pressão média no intervalo de tempo em estudo.

Esta análise foi feita para a relação  $Q/Q_0 = 1,00$ , ou seja, para a vazão de projeto e os resultados estão apresentados na Tabela 6.4. Contatou-se que, a partir de um intervalo de tempo de 130s, o valor de  $K_p$  quase não sofria variação, como pode ser visto na Tabela 6.5. Para a realização dos ensaios foi adotado um tempo de 160s, que era o tempo máximo do banco de dados do software utilizado.

Tabela 6.5 Variação de  $K_p$  com o intervalo de tempo de ensaio de registro.

<i>tempo (s)</i>	$K_p$
10	0,945
20	0,894
30	1,021
50	1,058
70	1,009
80	0,988
100	0,978
120	0,970
130	0,984
140	0,988
150	0,982
160	0,985

Para a medição da vazão de ar, instalou-se o anemômetro na tubulação da campânula, e esta foi montada sobre a tulipa. Para medir o ar arrastado pelo núcleo de ar formado, descia-se a campânula, tomando-se o cuidado de controlar para que a borda inferior da campânula estivesse dentro da água para assegurar a medição de toda a vazão de ar arrastada pelo núcleo. Foi adotado um tempo de amostragem de dez minutos para a quantidade de voltas dadas pelas hélices do anemômetro. A velocidade de arraste do ar no anemômetro era dada pela Equação 6.18 de calibração já corrigida pelo efeito da dimensão da seção de medição (por isso é o 0,9):

$$V_{ar} = 0,9 \cdot (1,39 + n) / 60 \quad (6.18)$$

sendo  $n$ , o número de rpm no tempo definido.

A partir da velocidade, calculava-se a vazão de ar arrastado pela equação da continuidade.

Com as vazões de ar registradas, foram traçadas curvas da vazão de ar em função da vazão líquida para cada uma das curvas ensaiadas, para verificar se a

geometria da curva poderia ter alguma influência na vazão de ar arrastada.

As medições da vazão de ar e do nível de água foram feitas tanto para vazões crescentes como para decrescentes, a fim de verificar a possibilidade de ocorrência de histerese.

A partir do procedimento descrito, iniciou-se a realização dos ensaios.

## 7 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste capítulo, serão apresentados os resultados obtidos nos ensaios realizados bem como a análise deles.

### 7.1 ESCOAMENTO NA CURVA

De acordo com o procedimento apresentado no Capítulo 6, foram iniciados os ensaios.

Para cada uma das curvas a serem ensaiadas, foi determinada a curva de descarga cota H x vazão Q e os resultados podem ser vistos na Figura 7.1, junto com a curva do protótipo CTH, transformada na escala de Froude.

Pode-se notar que a utilização das curvas C3 (clotóide) e C4 permitiu um aumento da vazão de afogamento. Desta forma, conclui-se que a geometria da curva é realmente importante, pois influencia o valor da vazão máxima descarregada.

A tulipa afoga com uma vazão de aproximadamente  $1171 \text{ m}^3/\text{s}$  para a curva C3 e  $1246 \text{ m}^3/\text{s}$  para a curva C4, em valores de protótipo, o que representa um aumento de 27% e 35%, respectivamente, na vazão de afogamento obtida pelo CTH (1971) para a curva policêntrica C2. Nas Fotos 7.1 e 7.2 mostra-se, respectivamente, a formação do “boil” que ocorreu para uma vazão de, aproximadamente,  $1150 \text{ m}^3/\text{s}$  em valores de protótipo, e o escoamento na tulipa, para a vazão de afogamento, ambas com a curva

clotóide C3.

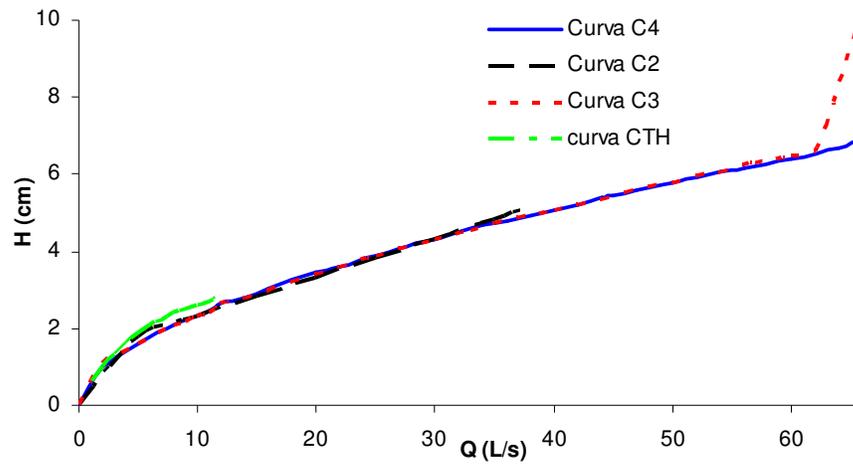


Figura 7.1 Curva cota vazão para as curvas ensaiadas, modelo escala 1:51,02.



Foto 7.1 Formação do “boil” na tulipa, com a curva C3, para a vazão de 1150  $m^3/s$ , em valores de protótipo.

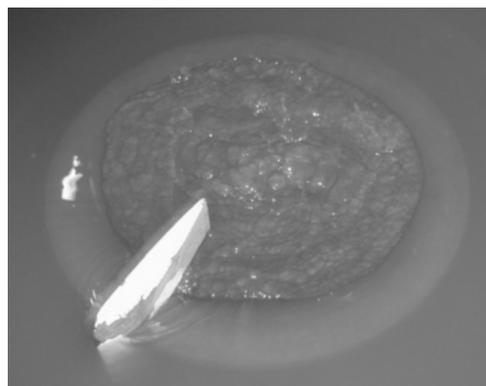


Foto 7.2 Escoamento com a curva C3, para a vazão de afogamento.

Para a medição das pressões, foram adotados os valores de vazões de 0,3; 0,6; 0,8 e 1,0 da vazão de projeto do protótipo, que é igual a  $677 \text{ m}^3/\text{s}$ , conforme já definido quando do estudo do protótipo CTH, CTH (1971).

Como as curvas foram feitas em acrílico, foi possível visualizar o escoamento em seu interior. A configuração geométrica das curvas foi apresentada nas Figuras 6.3 e 6.4. Na Figura 7.2 mostra-se o esquema do tipo de escoamento que ocorre nas curvas de ligação poço-túnel.

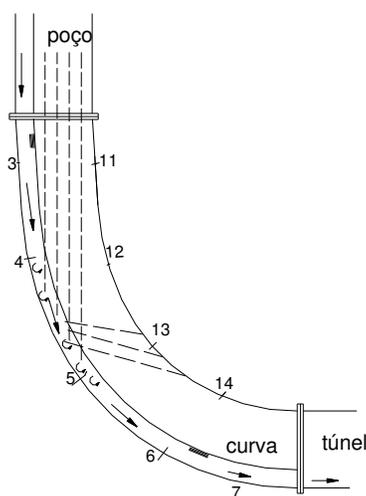


Figura 7.2 Representação esquemática do escoamento nas curvas de ligação poço-túnel.

Observa-se, através da Figura 7.2, que o escoamento desce aderindo às paredes do poço, e outra parte cai livremente pelo interior do poço, sofrendo uma deflexão na curva. Para as vazões menores que as de projeto, a deflexão ocorre em um ponto próximo à tomada T5, formando uma espécie de turbilhão, com um escoamento bastante desordenado, como pode ser visto na Foto 7.3. Com o aumento da vazão, esse ponto de deflexão do escoamento desloca-se para cima, sendo que para a vazão de projeto  $Q/Q_0 = 1,0$ , fica mais próximo da tomada T4.

Na curva, o escoamento desce pela parte convexa e forma uma espécie de colchão para os filetes de água que caem pelo poço. A parte côncava da curva fica sem escoamento, exceto pelos jatos de água que atingem as tomadas T13 e T14. Esses

jetos são resultado da deflexão do escoamento, que se faz aproximadamente a  $90^\circ$ . Na Foto 7.4, mostra-se uma foto do escoamento na curva C2 para  $Q/Q_0 = 0,8$ .



Foto 7.3 Deflexão do escoamento na curva C2 para  $Q/Q_0 = 0,8$ .



Foto 7.4 Escoamento na curva C2 para  $Q/Q_0 = 0,8$ .

Na curva C4, o escoamento era parecido com o que acontecia na curva C2 (policêntrica), exceto pelo fato de haver uma lâmina de água muito fina na parte côncava da curva, mesmo para vazões menores, como pode ser visto na Foto 7.5. Além disso, a deflexão do escoamento dava-se em um ponto mais próximo da tomada T4, ou seja, um pouco mais acima do que na curva C2. Visualmente, percebe-se que o escoamento é melhor na curva C4 do que na C2, sendo que uma lâmina de água desce pela parte côncava da curva, o que não acontece para as curvas com curvatura mais acentuada.



Foto 7.5 Escoamento na curva C4 para  $Q/Q_0 = 0,6$ .

Na curva C3 (clotóide), o escoamento acompanha mais o traçado na curva na parte convexa. A deflexão do escoamento ocorre num ponto mais acima do que nas outras curvas, (já na tomada T3) e não é tão brusca. Na parte côncava, há escoamento até a tomada T12, mesmo para as vazões menores, e não há jatos de água que atingem a parte côncava devido ao impacto dos filetes de água que caem na parte convexa. Para  $Q/Q_0 = 0,3$ , os filetes de água descem pelo interior da curva, não havendo contato com as tomadas T1 e T2, e o escoamento deflete exatamente em cima da tomada T3. Na Foto 7.6, pode-se ver o escoamento na curva C3.

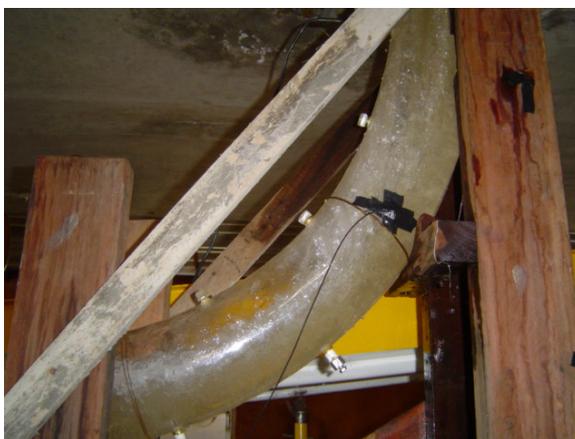


Foto 7.6 Escoamento na curva C3 (clotóide) para  $Q/Q_0 = 1,0$ .

## 7.2 RESULTADOS DAS PRESSÕES INSTANTÂNEAS NA CURVA E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Na primeira etapa, foram realizados os ensaios com a instalação da curva de PVC denominada C1. Para cada vazão definida, foram medidas as pressões nas nove tomadas da curva. A representação da localização das tomadas de pressão foi apresentada nos gráficos das Figuras 6.3 e 6.4. Na Figura 7.3, mostra-se um gráfico dos registros de pressão nos primeiros três segundos de ensaio, na tomada T5 (ver Figura 6.3) da curva C1 para  $Q/Q_0 = 1,0$ . Observa-se a intensa flutuação de pressão, inclusive com valores negativos. A ocorrência de picos negativos de pressão em todas as curvas ensaiadas mostra a necessidade de se avaliar a magnitude dessas pressões mesmo na parte convexa da curva, já que pressões negativas são importantes para se verificar a tendência à ocorrência ou não da cavitação. Porém, os valores médios de pressão são importantes, pois mesmo para altos picos negativos de pressão, se a pressão média tiver também um valor alto, a cavitação pode ser evitada, porque a pressão média ocorre para intervalos de tempo maiores do que o pico de pressão.

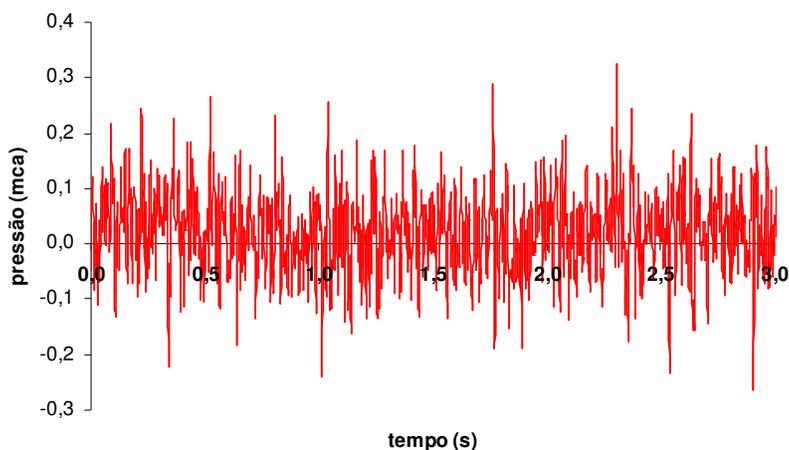


Figura 7.3 Registro de pressão na tomada T5 da curva C1, durante 3s,  $Q/Q_0 = 1,0$ .

Para analisar a pressão média na curva, foi calculada a média RMS (média quadrática, do inglês *Root Mean Square*), que caracteriza a flutuação de pressão em torno do valor médio, e é mais utilizada para estudos experimentais como mostram

Pinto (1977) e Zhao et al. (2006). A média RMS é mais representativa do que a média aritmética quando existem valores positivos e negativos, pois estes se cancelam quando somados. A média RMS é calculada pela expressão:

$$RMS = \sqrt{(p' - \bar{p})^2} \quad (7.1)$$

sendo:

$p'$  a pressão instantânea medida com o transdutor;

$\bar{p}$  a pressão média.

Na Tabela 7.1, mostram-se os valores da média RMS, além dos picos positivos e negativos de pressão para a curva C1, de PVC. Nota-se que as pressões mais elevadas estão na tomada T5, provavelmente por ser este o ponto de deflexão do escoamento, conforme já descrito no item 7.1.

Tabela 7.1 Valores da média RMS, mínimos e máximos de pressão na curva C1, na escala 1:51,02.

Tomadas	Q/Q <sub>0</sub> = 1,0			Q/Q <sub>0</sub> = 0,8		
	RMS	max	min	RMS	max	min
T3	0,03	0,183	-0,091	0,02	0,168	-0,084
T4	0,06	0,373	-0,216	0,06	0,340	-0,183
T5	0,07	0,402	-0,325	0,08	0,351	-0,369
T6	0,02	0,168	-0,077	0,03	0,132	-0,121
T7	0,03	0,095	-0,154	0,02	0,077	-0,099
T11	0,04	0,132	-0,197	0,02	0,062	-0,073
T12	0,03	0,234	-0,154	0,03	0,179	-0,124
T13	0,02	0,091	-0,095	0,01	0,088	-0,062
T14	0,02	0,084	-0,091	0,01	0,062	-0,066
Tomadas	Q/Q <sub>0</sub> = 0,6			Q/Q <sub>0</sub> = 0,3		
	RMS	max	min	RMS	max	min
T3	0,02	0,099	-0,048	0,02	0,066	-0,095
T4	0,06	0,205	-0,329	0,04	0,172	-0,347
T5	0,08	0,461	-0,267	0,07	0,245	-0,395
T6	0,03	0,113	-0,117	0,02	0,088	-0,121

continua

Tabela 7.1 Valores da média RMS, mínimos e máximos de pressão na curva C1, na escala 1:51,02.

continuação

T7	0,02	0,095	-0,094	0,02	0,073	-0,095
T11	0,02	0,088	-0,048	0,02	0,055	-0,091
T12	0,02	0,091	-0,106	0,02	0,055	-0,124
T13	0,01	0,099	-0,059	0,02	0,088	-0,059
T14	0,01	0,051	-0,069	0,01	0,040	-0,080

OBS: valores em mH<sub>2</sub>O.

Na Tabela 7.2, apresenta-se o resultado da estatística dos valores de pressão também na tomada T5 da curva C1, para  $Q/Q_0 = 1,0$ . A análise foi realizada para todas as tomadas de pressão. Segundo Strauch (1990), esta análise é importante para se determinar valores de pressão que possam comprometer o concreto da estrutura hidráulica. Nota-se que o valor médio da pressão é baixo, quando comparado com os picos positivos e negativos. Portanto, esses valores de pico devem ser considerados ao se projetar vertedores tipo tulipa para que se possa verificar a resistência do concreto e a possibilidade de ocorrência de cavitação na estrutura. Pode ser visto também que os coeficientes de assimetria e curtose são próximos de zero, indicando que a distribuição das pressões aproxima-se da distribuição normal.

Tabela 7.2 Estatística dos valores de pressão, na tomada T5 curva C1, para  $Q/Q_0 = 1,0$ .

Média	0,042
Mediana	0,040
Moda	0,040
Desvio padrão	0,072
Variância	0,005
Curtose	0,579
Assimetria	0,035
Mínimo	-0,325
Máximo	0,402

A função densidade de probabilidade, que define a probabilidade de um valor

instantâneo de pressão ser menor ou igual a um valor de interesse, também é importante, pois, segundo Pinto (1977), é através dela que se obtém a probabilidade de ocorrência de um determinado valor de pressão instantânea para um fenômeno aleatório. Na Figura 7.4, apresenta-se a função distribuição de probabilidade, junto com o histograma das freqüências dos valores de pressão em valor de protótipo (já transformados na escala de Froude), na tomada T3 da curva C1, para  $Q/Q_0 = 1,0$ . Os valores mais freqüentes de pressão estão ao redor da média, mas vale a pena lembrar novamente que os valores de pico devem ser considerados, pois podem afetar a resistência do concreto da estrutura.

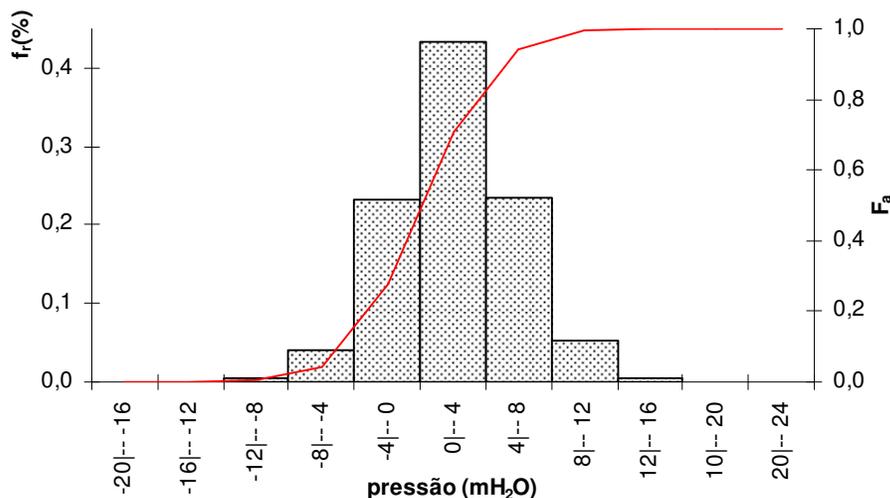


Figura 7.4 Distribuição de probabilidade e histograma das freqüências da pressão, na tomada T5 da curva C1, para  $Q/Q_0 = 1,0$ .

Na segunda etapa, ensaiou-se a curva policêntrica C2 seguindo a mesma metodologia, e os valores da média RMS e dos picos de pressão apresentam-se na Tabela 7.3. Pode-se observar que as pressões mais elevadas aparecem novamente na tomada T5, onde ocorre a deflexão do escoamento. Assim como na curva C1, os valores médios são bastante inferiores aos picos positivos e negativos de pressão. Nota-se que a tomada T12 têm valores de pressão baixos, e as tomadas T8 e T9 têm picos altos de pressão; isso é justificável, pois, como descrito anteriormente, na região próxima à tomada T12 não há escoamento, mesmo para as vazões maiores. As

tomadas T13 e T14 recebem os jatos de água que se desprendem do escoamento, quando o jato de água que cai na vertical se choca com a lâmina de água que desce pela parte convexa da curva, como observado nos ensaios.

Tabela 7.3 Valores da média RMS, mínimos e máximos de pressão na curva C2, na escala 1:51,02.

Tomadas	Q/Q <sub>0</sub> = 1,0			Q/Q <sub>0</sub> = 0,8		
	RMS	max	min	RMS	max	min
T3	0,02	0,154	-0,08	0,02	0,121	-0,055
T4	0,03	0,143	-0,223	0,02	0,132	-0,080
T5	0,03	0,197	-0,113	0,03	0,150	-0,08
T6	0,02	0,121	-0,069	0,02	0,073	-0,132
T7	0,03	0,132	-0,113	0,03	0,146	-0,099
T11	0,03	0,146	-0,084	0,03	0,139	-0,099
T12	0,00	0,015	-0,015	0,00	0,011	-0,007
T13	0,03	0,172	-0,135	0,02	0,186	-0,059
T14	0,01	0,062	-0,066	0,01	0,055	-0,066
Tomadas	Q/Q <sub>0</sub> = 0,6			Q/Q <sub>0</sub> = 0,3		
	RMS	max	min	RMS	max	min
T3	0,02	0,080	-0,110	0,02	0,062	-0,124
T4	0,02	0,099	-0,077	0,02	0,060	-0,102
T5	0,03	0,201	-0,110	0,04	0,095	-0,223
T6	0,03	0,080	-0,128	0,04	0,208	-0,165
T7	0,02	0,095	-0,091	0,02	0,099	-0,113
T11	0,03	0,110	-0,121	0,02	0,099	-0,095
T12	0,00	0,007	-0,007	0,00	0,007	-0,007
T13	0,00	0,069	-0,066	0,00	0,022	-0,004
T14	0,01	0,117	-0,201	0,00	0,095	-0,062

Obs: valores em mH<sub>2</sub>O.

Posteriormente foi ensaiada a curva clotóide C3 e, na Tabela 7.4, mostram-se os resultados obtidos. Por fim, ensaiou-se a curva C4 e os resultados estão apresentados na Tabela 7.5.

Percebe-se que os valores médios de pressão para a curva C3 e C4 são também

inferiores aos valores de pico, porém, são mais constantes nessas curvas do que nas anteriormente ensaiadas. Além disso, os picos de pressão são mais baixos do que os encontrados nas curvas C1 e C2, demonstrando uma melhora no escoamento.

Tabela 7.4 Valores da média RMS, mínimos e máximos de pressão na curva C3, na escala 1:51,02.

Tomadas	Q/Q <sub>0</sub> = 1,0			Q/Q <sub>0</sub> = 0,8		
	RMS	max	min	RMS	max	min
T1	0,04	0,325	-0,245	0,02	0,128	-0,066
T2	0,04	0,113	-0,164	0,02	0,095	-0,124
T3	0,08	0,475	-0,212	0,07	0,329	-0,205
T4	0,03	0,117	-0,128	0,03	0,110	-0,135
T5	0,02	0,121	-0,073	0,02	0,099	-0,084
T6	0,02	0,128	-0,029	0,02	0,150	-0,062
T8	0,03	0,161	-0,069	0,03	0,132	-0,084
T9	0,02	0,132	-0,059	0,02	0,117	-0,095
T10	0,04	0,135	-0,186	0,03	0,143	-0,165
T11	0,03	0,194	-0,062	0,02	0,132	-0,080
T12	0,02	0,073	-0,077	0,02	0,077	-0,059
T13	0,01	0,073	-0,059	0,01	0,073	-0,059
T14	0,01	0,059	-0,040	0,01	0,055	-0,066
T15	0,00	0,037	-0,048	0,00	0,037	-0,048
Tomadas	Q/Q <sub>0</sub> = 0,6			Q/Q <sub>0</sub> = 0,3		
	RMS	max	min	RMS	max	min
T1	0,02	0,091	-0,055	0,01	0,026	-0,022
T2	0,02	0,099	-0,059	0,01	0,066	-0,077
T3	0,09	0,541	-0,303	0,07	0,289	-0,311
T4	0,03	0,135	-0,117	0,04	0,172	-0,095
T5	0,02	0,099	-0,073	0,02	0,088	-0,113
T6	0,03	0,128	-0,088	0,03	0,095	-0,124
T8	0,03	0,121	-0,095	0,02	0,077	-0,135
T9	0,02	0,157	-0,08	0,03	0,176	-0,113
T10	0,03	0,124	-0,186	0,02	0,095	-0,157

continua

Tabela 7.4 Valores da média RMS, mínimos e máximos de pressão na curva C3, na escala 1:51,02.

continuação

T11	0,02	0,113	-0,095	0,02	0,117	-0,080
T12	0,02	0,066	-0,066	0,01	0,066	-0,060
T13	0,01	0,040	-0,080	0,01	0,040	-0,062
T14	0,01	0,055	-0,044	0,00	0,033	0,000
T15	0,00	0,037	-0,018	0,00	0,007	-0,007

Obs: valores em mH<sub>2</sub>O.

Tabela 7.5 Valores da média RMS, mínimos e máximos de pressão na curva C4, na escala 1:51,02.

Tomadas	Q/Q <sub>0</sub> = 1,0			Q/Q <sub>0</sub> = 0,8		
	<i>RMS</i>	<i>max</i>	<i>min</i>	<i>RMS</i>	<i>max</i>	<i>min</i>
T3	0,02	0,132	-0,062	0,02	0,113	-0,077
T4	0,03	0,121	-0,102	0,02	0,124	-0,073
T5	0,03	0,150	-0,121	0,02	0,117	-0,117
T6	0,05	0,197	-0,245	0,03	0,165	-0,099
T7	0,03	0,146	-0,095	0,02	0,106	-0,084
T11	0,02	0,135	-0,084	0,02	0,113	-0,066
T12	0,02	0,095	-0,106	0,02	0,084	-0,088
T13	0,02	0,077	-0,059	0,02	0,066	-0,062
T14	0,02	0,095	-0,113	0,02	0,084	-0,037
Tomadas	Q/Q <sub>0</sub> = 0,6			Q/Q <sub>0</sub> = 0,3		
	<i>RMS</i>	<i>max</i>	<i>min</i>	<i>RMS</i>	<i>max</i>	<i>min</i>
T3	0,02	0,091	-0,102	0,01	0,084	-0,062
T4	0,02	0,077	-0,102	0,02	0,077	-0,088
T5	0,02	0,117	-0,073	0,03	0,132	-0,077
T6	0,02	0,059	-0,135	0,02	0,077	-0,080
T7	0,02	0,084	-0,110	0,02	0,055	-0,102
T11	0,02	0,099	-0,062	0,02	0,084	-0,088
T12	0,02	0,099	-0,095	0,02	0,077	-0,077
T13	0,02	0,088	-0,055	0,02	0,055	-0,084
T14	0,02	0,055	-0,088	0,01	0,051	-0,062

Obs: valores em mH<sub>2</sub>O.

Comparando-se os valores de pressão obtidos a partir da medição das pressões instantâneas e os valores médios obtidos por Genovez (1991), fica evidente a necessidade da medição dos valores de pressão instantânea, pois há diferença nos resultados obtidos. Além disso, ressalta-se novamente a ocorrência de intensa flutuação de pressão, chegando a valores negativos, em todas as tomadas, o que não pode ser verificado quando se faz a leitura somente de valores médios.

Para que se pudesse fazer uma melhor comparação entre as pressões nas curvas, os valores médios, máximos e mínimos de pressão, em valores de protótipo, foram colocados nas Tabelas 7.6, 7.7 e 7.8, respectivamente. Foram feitos também diagramas de pressão para as quatro curvas, com os valores da média RMS (Figuras 7.5, 7.6, 7.7 e 7.8) e máximos (Figuras 7.9, 7.10, 7.11 e 7.12) de pressão, em valores de protótipo.

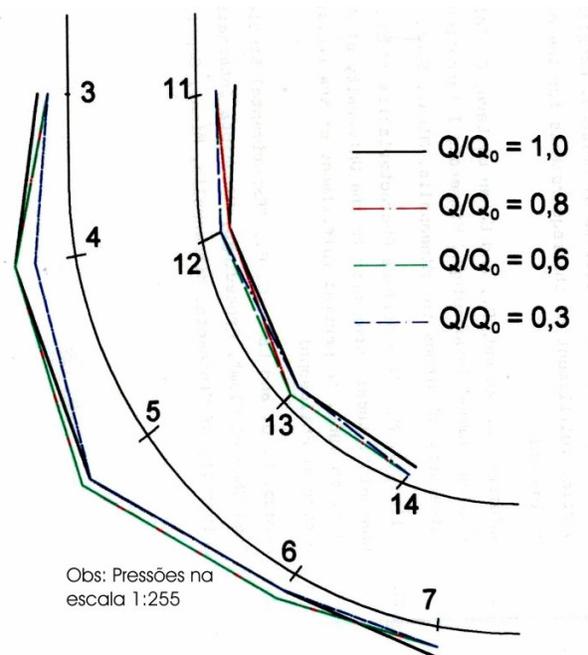


Figura 7.5 Média RMS no protótipo, para a curva C1 (PVC).

Observando-se as Figuras 7.5, 7.6, 7.7 e 7.8 e da Tabela 7.6, pode-se notar que, no ponto de deflexão do escoamento, a curva C1 apresenta valores de pressões médias mais altas do que nas outras curvas ensaiadas. Observa-se também que na curva C4 (Figura 7.8) não há picos extremos de pressão média, indicando uma maior

regularidade na descarga do que nas outras curvas. Na curva clotóide C3 existe um pico de pressão na Tomada T3, o que se justifica, pois, como descrito anteriormente, os filetes de água que caem do poço incidem diretamente nesta tomada, para depois defletir; esse pico ocorre tanto para valores médios, como para os máximos, como pode se verificar na Figuras 7.6 e 7.10, respectivamente.

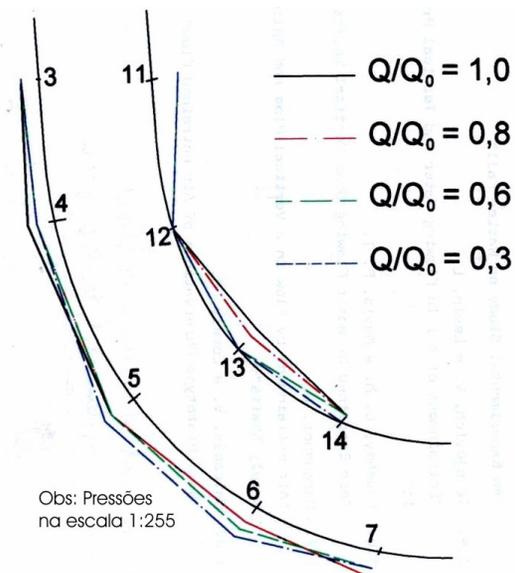


Figura 7.6 Média RMS em valores de protótipo, para a curva policêntrica C2.

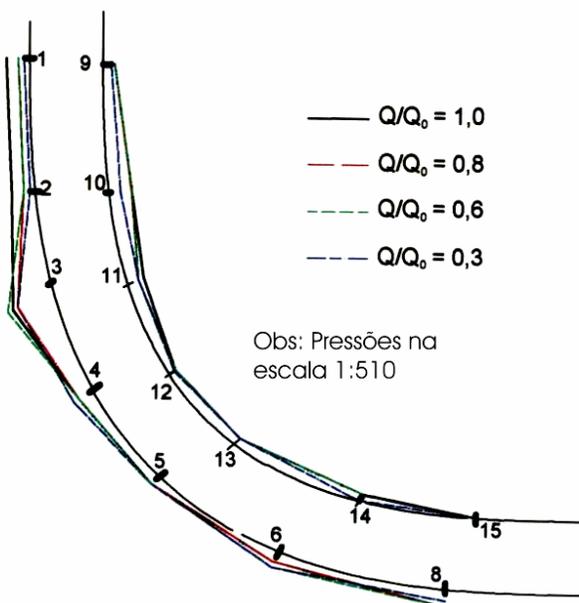


Figura 7.7 Média RMS em valores de protótipo, para a curva clotóide C3.

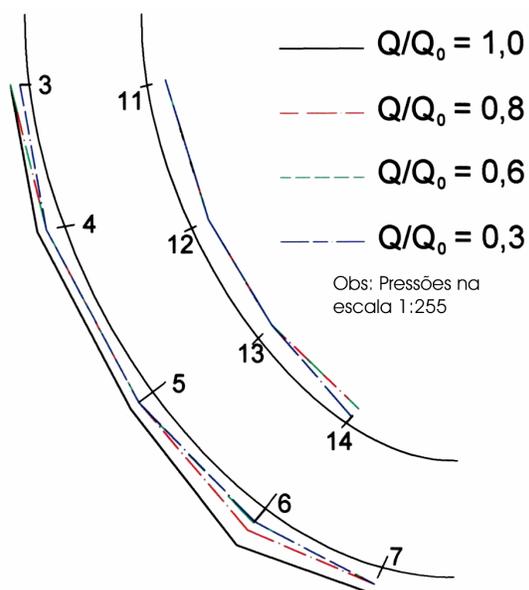


Figura 7.8 Média RMS em valores de protótipo, para a curva C4.

Tabela 7.6 Média RMS em valores de protótipo nas quatro curvas.

Tomadas	Q/Q <sub>0</sub> = 1,0				Q/Q <sub>0</sub> = 0,8			
	C1	C2	C3	C4	C1	C2	C3	C4
T1	--	--	2,04	--	--	--	1,02	--
T2	1,53	--	2,04	--	1,53	--	1,02	--
T3	1,53	1,02	4,08	1,02	1,02	1,02	3,57	1,02
T4	3,06	1,53	1,53	1,53	3,06	1,02	1,53	1,02
T5	3,57	1,53	1,02	1,53	4,08	1,53	1,02	1,02
T6	1,02	1,02	1,02	2,55	1,53	1,02	1,02	1,53
T7	1,53	1,53	--	1,53	1,02	1,53	--	1,02
T8	--	--	1,53	--	--	--	1,53	--
T9	--	--	1,02	--	--	--	1,02	--
T10	1,53	--	2,04	--	1,53	--	1,53	--
T11	2,04	1,53	1,53	1,02	1,02	1,53	1,02	1,02
T12	1,53	0,00	1,02	1,02	1,53	0,00	1,02	1,02
T13	1,02	1,53	0,51	1,02	0,51	1,02	0,51	1,02
T14	1,02	0,51	0,51	1,02	0,51	0,51	0,51	1,02
T15	--	--	0,00	--	--	--	0,00	--
Tomadas	Q/Q <sub>0</sub> = 0,6				Q/Q <sub>0</sub> = 0,3			
	C1	C2	C3	C4	C1	C2	C3	C4
T1	--	--	1,02	--	--	--	0,51	--
T2	1,53	--	1,02	--	1,53	--	0,51	--
T3	1,02	1,02	4,59	1,02	1,02	1,02	3,57	0,01
T4	3,06	1,02	1,53	1,02	2,04	1,02	2,04	0,02
T5	4,08	1,53	1,02	1,02	3,57	2,04	1,02	0,02

continua



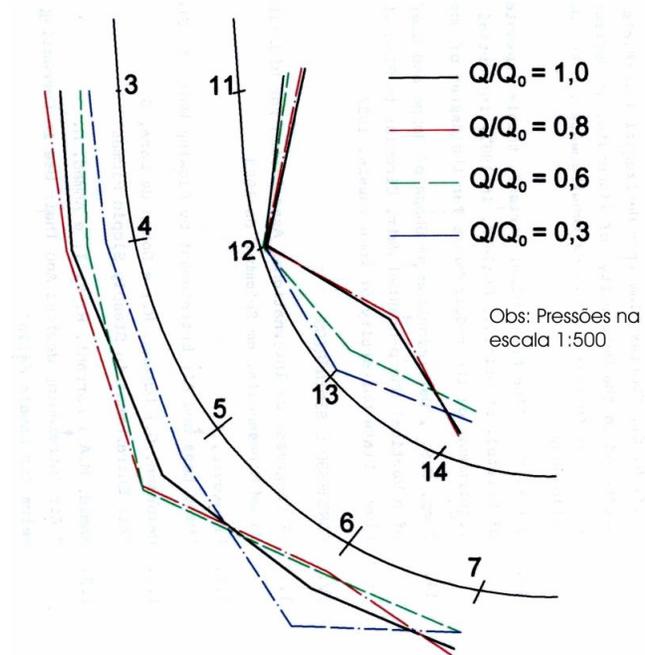


Figura 7.10 Pressões máximas na curva C2, em valores de protótipo.

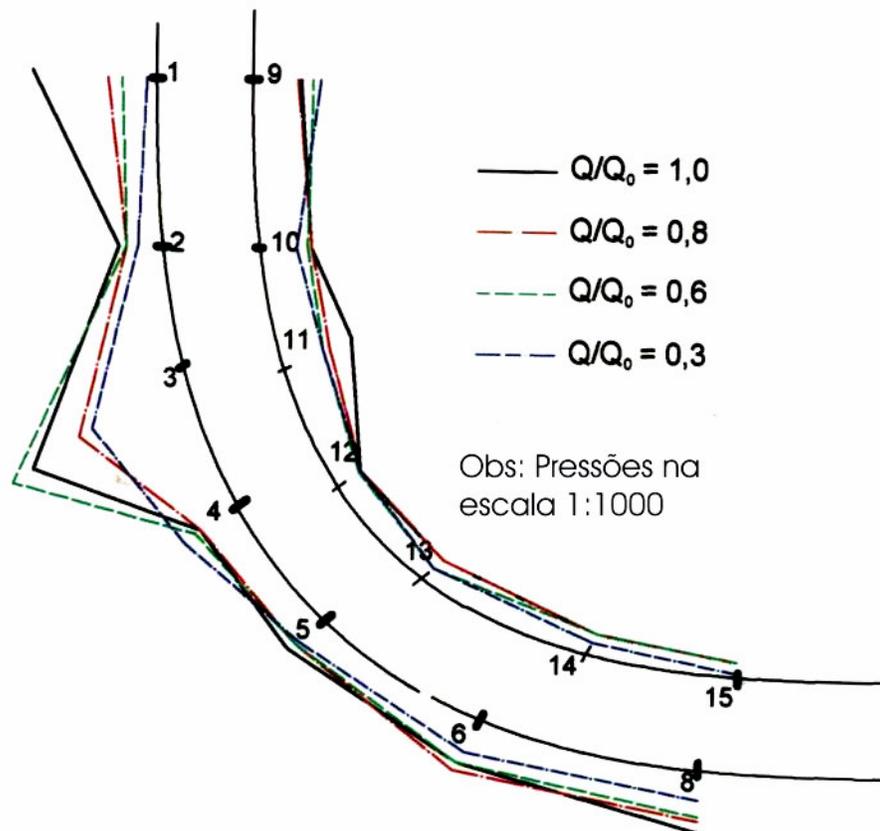


Figura 7.11 Pressões máximas na curva C3, em valores de protótipo.

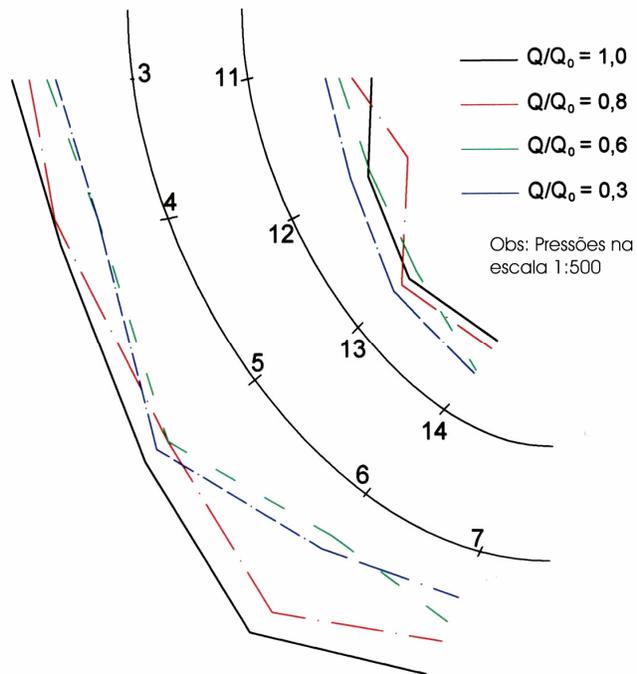


Figura 7.12 Pressões máximas na curva C4, em valores de protótipo.

Comparando as pressões nas tomadas T2 e T10 da curva C3, com as da curva C1 (nesta curva estas tomadas estão no poço vertical), observa-se uma pequena diminuição na pressão máxima, mostrando que a ausência do poço, devido à nova geometria da curva, pode contribuir para um melhor escoamento e conseqüente diminuição nas pressões das paredes do poço.

Comparando os valores encontrados nas tomadas T8 e T15 da curva C3, com os valores pelo CTH (1971) para a curva policêntrica C2 (neste caso essas tomadas estão no túnel), nota-se que, também, neste caso, as pressões na curva C3 são menores, evidenciando novamente a melhora no escoamento na curva, quando esta tem uma geometria mais suave.

Na Tabela 7.8, estão colocados os picos negativos de pressão em valores de protótipo. Observa-se que, mesmo na parte convexa da curva, há a ocorrência de valores negativos de pressão, sendo as depressões na curva C3 e C4 menores do que nas outras curvas.

Tabela 7.7 Pressões máximas, em valores de protótipo, nas quatro curvas ensaiadas.

Tomadas	Q/Q <sub>0</sub> = 1,0				Q/Q <sub>0</sub> = 0,8			
	C1	C2	C3	C4	C1	C2	C3	C4
T1	--	--	16,58	--	--	--	6,53	--
T2	6,17	--	5,77	--	6,53	--	4,85	--
T3	9,34	6,17	24,23	6,73	8,57	7,86	16,79	5,77
T4	19,03	6,73	5,97	6,17	17,35	7,30	5,61	6,33
T5	20,51	7,65	6,17	7,65	17,91	10,05	5,05	5,97
T6	8,57	6,17	6,53	10,05	6,73	3,72	7,65	8,42
T7	4,85	6,73	--	7,45	3,93	7,45	--	5,41
T8	--	--	8,21	--	--	--	6,73	--
T9	--	--	6,73	--	--	--	5,97	--
T10	9,13	--	6,89	--	7,30	--	7,30	--
T11	6,73	0,00	9,90	6,89	3,16	0,00	6,73	5,77
T12	11,94	0,77	3,72	4,85	9,13	0,56	3,93	7,29
T13	4,64	8,78	3,72	3,93	4,49	9,49	3,72	3,37
T14	4,29	3,16	3,01	4,85	3,16	2,81	2,81	4,29
T15	--	--	1,89	--	--	--	1,89	--
Tomadas	Q/Q <sub>0</sub> = 0,6				Q/Q <sub>0</sub> = 0,3			
	C1	C2	C3	C4	C1	C2	C3	C4
T1	--	--	4,64	--	--	--	1,33	--
T2	5,05	--	5,05	--	4,49	--	3,37	--
T3	5,05	4,08	27,60	4,64	3,37	3,16	14,74	4,29
T4	10,46	5,05	6,89	3,93	8,78	3,06	8,78	3,93
T5	23,52	10,26	5,05	5,97	12,50	4,85	4,49	6,73
T6	5,77	4,08	6,53	3,01	4,49	10,61	4,85	3,93
T7	4,85	4,85	--	4,29	3,72	5,05	--	2,81
T8	--	--	6,17	--	--	--	3,93	--
T9	--	--	8,01	--	--	--	8,98	--
T10	7,09	--	6,33	--	6,89	--	4,85	--
T11	4,49	5,61	5,77	5,05	2,81	5,05	5,97	4,29
T12	4,64	0,36	3,37	5,05	2,81	0,36	3,37	3,93
T13	5,05	3,52	2,04	4,49	4,49	1,12	2,04	2,81
T14	2,60	5,97	2,81	2,81	2,04	4,85	1,68	2,60
T15	--	--	1,89	--	--	--	0,36	--

Obs: valores em mH<sub>2</sub>O.

Tabela 7.8 Pressões mínimas, em valores de protótipo, nas quatro curvas ensaiadas.

Tomadas	Q/Q <sub>0</sub> = 1,0				Q/Q <sub>0</sub> = 0,8			
	C1	C2	C3	C4	C1	C2	C3	C4
T1	--	--	-12,50	--	--	--	-3,37	--
T2	-4,64	--	-15,87	--	-4,08	--	-6,33	--
T3	-4,64	-4,08	-10,82	-3,16	-4,29	-2,81	-10,46	-3,93
T4	-11,02	-11,38	-6,53	-5,20	-9,34	-4,08	-6,89	-3,72
T5	-16,58	-5,77	-3,72	-6,17	-18,83	-4,08	-4,29	-5,97
T6	-3,93	-3,52	-1,48	-12,50	-6,17	-6,73	-3,16	-5,05
T7	-7,86	-5,77	--	-4,85	-5,05	-5,05	--	-4,29
T8	--	--	-3,52	--	--	--	-4,29	--
T9	--	--	-3,01	--	--	--	-4,85	--
T10	-4,49	--	-9,49	--	-5,77	--	-8,42	--
T11	-10,05	-4,29	-3,16	-4,29	-3,72	-5,05	-4,08	-3,37
T12	-7,86	-0,77	-3,93	-5,41	-6,33	-0,36	-3,01	-4,49
T13	-4,85	-6,89	-3,01	-3,01	-3,16	-3,01	-3,01	-3,16
T14	-4,64	-3,37	-2,04	-5,77	-3,37	-3,37	-3,37	-1,89
T15	--	--	-2,45		--	--	-2,45	
Tomadas	Q/Q <sub>0</sub> = 0,6				Q/Q <sub>0</sub> = 0,3			
	C1	C2	C3	C4	C1	C2	C3	C4
T1	--	--	-2,81	--	--	--	-1,12	--
T2	-3,93	--	-3,01	--	-3,72	--	-3,93	--
T3	-2,45	-5,61	-15,46	-5,20	-4,85	-6,33	-15,87	-3,16
T4	-16,79	-3,93	-5,97	-5,20	-17,70	-5,20	-4,85	-4,49
T5	-13,62	-5,61	-3,72	-3,72	-20,15	-11,38	-5,77	-3,93
T6	-5,97	-6,53	-4,49	-6,89	-6,17	-8,42	-6,33	-4,08
T7	-4,80	-4,64		-5,61	-4,85	-5,77	-1,12	-5,20
T8	--	--	-4,85	--	--	--	--	--
T9	--	--	-4,08	--	--	--	-6,89	--
T10	-4,85	--	-9,49	--	-5,41	--	-5,77	--
T11	-2,45	-6,17	-4,85	-3,16	-4,64	-4,85	-8,01	-4,49
T12	-5,41	-0,36	-3,37	-4,85	-6,33	-0,36	-4,08	-3,93
T13	-3,01	-3,37	-4,08	-2,81	-3,01	-0,20	-3,06	-4,29
T14	-3,52	-10,26	-2,24	-4,49	-4,08	-3,16	-3,16	-3,16
T15	--	--	-0,92	--	--	--	0,00	--

Obs: Valores em mH<sub>2</sub>O.

Pode-se concluir, a partir dos resultados apresentados, que a definição de uma melhor geometria para a curva de ligação entre o poço e o túnel é de fato importante, já que as novas curvas ensaiadas apresentaram uma melhora no escoamento, possibilitando uma maior vazão de afogamento, além de pressões menores ao longo da curva.

### 7.2.1 Análise da flutuação de pressão

A pressão e a flutuação da pressão na curva do vertedor podem ser expressas pelas seguintes variáveis, segundo Strauch (1990):

$$p' = f(s, t, V_L, y_L, \nu, \rho, g) \quad (7.2)$$

na qual:

$p'$  é a amplitude da flutuação de pressão;

$s$  é a coordenada curvilínea da tomada de pressão;

$t$  é o tempo;

$V_L$  é a velocidade da água no final do comprimento  $L$  do poço;

$y_L$  é a espessura do escoamento anular ao fim do comprimento  $L$  do poço;

$\nu$  é a viscosidade cinemática da água;

$\rho$  é a massa específica da água;

$g$  é a aceleração da gravidade.

Sendo o escoamento permanente, o tempo pode ser considerado desprezível. A amplitude de flutuação de pressão é uma variável aleatória e, por isso, deve ser substituída pela RMS (Equação 7.1). Assim, através da análise dimensional, a relação entre as variáveis da Equação 7.2, resulta expressa por :

$$\frac{\sqrt{p'^2}}{1/2\rho V^2} = f\left(\frac{s}{y_L}, \frac{V_L}{\sqrt{gy_L}}, \frac{V_L y_L}{\nu}\right) \quad (7.3)$$

O primeiro membro da Equação 7.3 denomina-se coeficiente de flutuação de

pressão (C'p) e representa a parte da energia cinética que se transforma em flutuação de pressão ou energia turbulenta.

Para avaliar a flutuação de pressão na curva de ligação poço-túnel, foi calculado o coeficiente de flutuação de pressão nas tomadas das quatro curvas ensaiadas, para as quatro relações de vazão adotadas (1,0; 0,8; 0,6 e 0,3 da vazão de projeto). O coeficiente foi calculado utilizando valores de modelo, e os resultados apresentam-se na Tabela 7.9.

Tabela 7.9 Coeficiente de flutuação de pressão C'p nas quatro curvas ensaiadas.

Tomadas	Coorde nadas(cm)	Curva C1				Curva C2			
		$Q/Q_0$ =1,0	$Q/Q_0$ =0,8	$Q/Q_0$ =0,6	$Q/Q_0$ =0,3	$Q/Q_0$ =1,0	$Q/Q_0$ =0,8	$Q/Q_0$ =0,6	$Q/Q_0$ =0,3
T1	78,08	--	--	--	--	--	--	--	--
T2	101,13	--	--	--	--	--	--	--	--
T3	116,71	0,022	0,017	0,014	0,015	0,019	0,018	0,016	0,018
T4	132,74	0,045	0,048	0,045	0,033	0,025	0,017	0,016	0,016
T5	152,65	0,047	0,053	0,053	0,044	0,021	0,021	0,022	0,025
T6	164,88	0,015	0,017	0,016	0,013	0,014	0,015	0,015	0,025
T7	169,94	0,017	0,012	0,012	0,012	0,015	0,018	0,013	0,013
T8	78,080	--	--	--	--	--	--	--	--
T9	101,13	--	--	--	--	--	--	--	--
T10	116,71	--	--	--	--	--	--	--	--
T11	133,69	0,035	0,013	0,013	0,015	0,024	0,023	0,022	0,022
T12	147,23	0,025	0,019	0,016	0,016	0,003	0,002	0,002	0,002
T13	155,48	0,011	0,010	0,010	0,011	0,017	0,015	0,001	0,003
T14	156,92	0,010	0,008	0,007	0,007	0,010	0,009	0,007	0,006
Tomadas	Coorde nadas(cm)	Curva C3				Curva C4			
		$Q/Q_0$ = 1,0	$Q/Q_0$ =0,8	$Q/Q_0$ =0,6	$Q/Q_0$ =0,3	$Q/Q_0$ =1,0	$Q/Q_0$ =0,8	$Q/Q_0$ =0,6	$Q/Q_0$ =0,3
T1	78,08	0,048	0,026	0,018	0,006	--	--	--	--
T2	101,13	0,029	0,023	0,016	0,008	--	--	--	--
T3	116,71	0,039	0,071	0,073	0,063	0,020	0,019	0,018	0,014
T4	132,74	0,019	0,020	0,019	0,003	0,020	0,018	0,016	0,014
T5	152,65	0,013	0,013	0,014	0,015	0,018	0,016	0,014	0,017

continua

Tabela 7.9 Coeficiente de flutuação de pressão C'p nas quatro curvas ensaiadas.

continuação

<b>T5</b>	152,65	0,013	0,013	0,014	0,015	0,018	0,016	0,014	0,017
<b>T6</b>	164,88	0,012	0,014	0,015	0,016	0,025	0,018	0,014	0,012
<b>T7</b>	169,94	--	--	--	--	0,017	0,013	0,012	0,011
<b>T8</b>	78,080	0,017	0,015	0,015	0,014	--	--	--	--
<b>T9</b>	101,13	0,024	0,022	0,030	0,027	--	--	--	--
<b>T10</b>	116,71	0,037	0,031	0,026	0,022	--	--	--	--
<b>T11</b>	133,69	0,021	0,013	0,020	0,020	0,018	0,017	0,015	0,016
<b>T12</b>	147,23	0,012	0,011	0,011	0,011	0,013	0,012	0,013	0,012
<b>T13</b>	155,48	0,009	0,008	0,008	0,01	0,009	0,010	0,011	0,011
<b>T14</b>	156,92	0,007	0,005	0,005	0,003	0,012	0,009	0,010	0,009
<b>T15</b>	0,003	0,003	0,003	0,001	0,003	--	--	--	--

Nota-se que C'p é maior nas tomadas onde o escoamento deflete e menor na parte final da curva, mais próxima ao túnel. Na curva C3, nas tomadas mais próximas à tulipa (T1 e T2), o coeficiente de flutuação de pressão é bastante alto, porém, seu valor diminui consideravelmente nas outras tomadas, sendo mais baixo do que nas curvas C1 (PVC), C2 (policêntrica) e até do que na C4, evidenciando novamente um escoamento mais regular nesta curva.

Para que se pudesse fazer uma comparação entre as curvas, foram feitos gráficos do coeficiente de flutuação de pressão para cada relação de vazão, nas tomadas da parte convexa (denominada externa) das quatro curvas ensaiadas, como se mostra nas Figuras 7.13 a 7.16. As tomadas estão representadas pelas suas coordenadas em relação ao final da transição da tulipa. Pode-se notar, através dos gráficos que, para a curva C1, nas tomadas onde ocorre a deflexão do escoamento, o valor de C'p é aproximadamente o dobro do valor encontrado nas outras curvas.

Da mesma forma que para as tomadas na parte convexa, foi feito o mesmo gráfico para as tomadas da parte côncava (denominada interna) da curva, para cada vazão adotada, e estes se mostram nas Figuras 7.17 a 7.20.

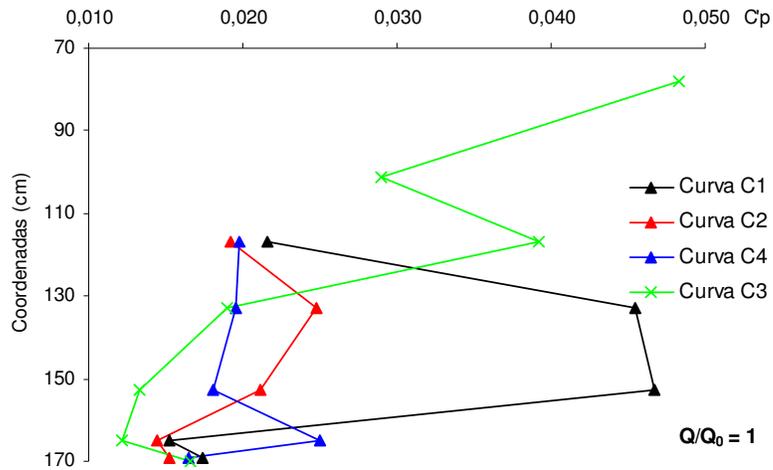


Figura 7.13 Gráfico do coeficiente de flutuação de pressão  $C'_p$  na parte convexa da curva, para  $Q/Q_0 = 1,0$ .

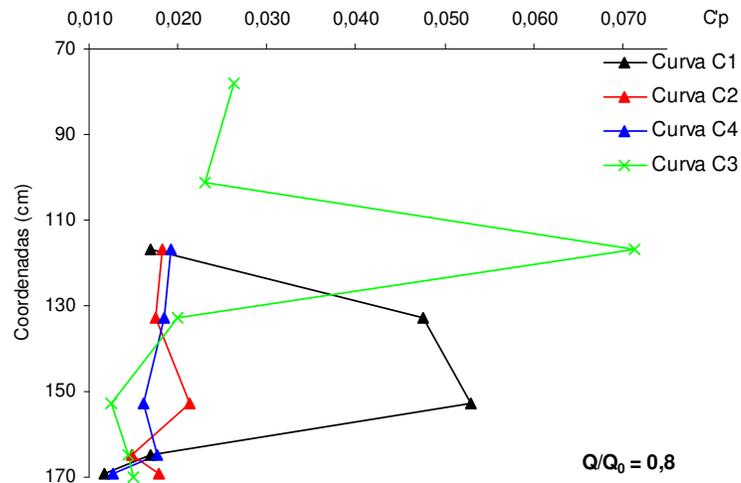


Figura 7.14 Gráfico do coeficiente de flutuação de pressão  $C'_p$  na parte convexa da curva, para  $Q/Q_0 = 0,8$ .

A partir da Tabela 7.9 e dos gráficos das Figuras 7.13 a 7.20, observa-se que, para a curva C2,  $C'_p$  aproxima-se de zero na tomada T12, o que se justifica pela ausência de escoamento nesta tomada, como já foi descrito no capítulo 7.2 Os valores de  $C'_p$  na curva C3 são mais altos, na região mais próxima à tulipa, e diminui à medida que as tomadas se distanciam do início da curva, até valores próximos de zero, nas tomadas mais perto do túnel. Observa-se ainda que os valores de  $C'_p$  são maiores na

Curva C1, o que reforça a questão da influência da geometria da curva de ligação no escoamento.

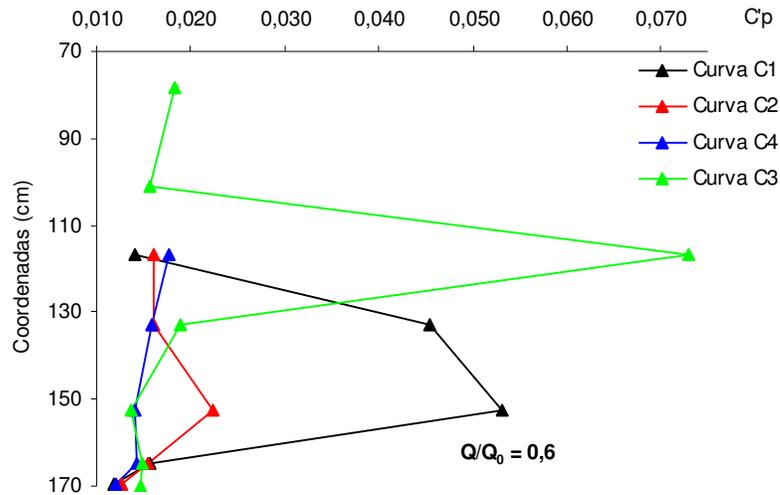


Figura 7.15 Gráfico do coeficiente de flutuação de pressão  $C_p$  na parte convexa da curva, para  $Q/Q_0 = 0,6$ .

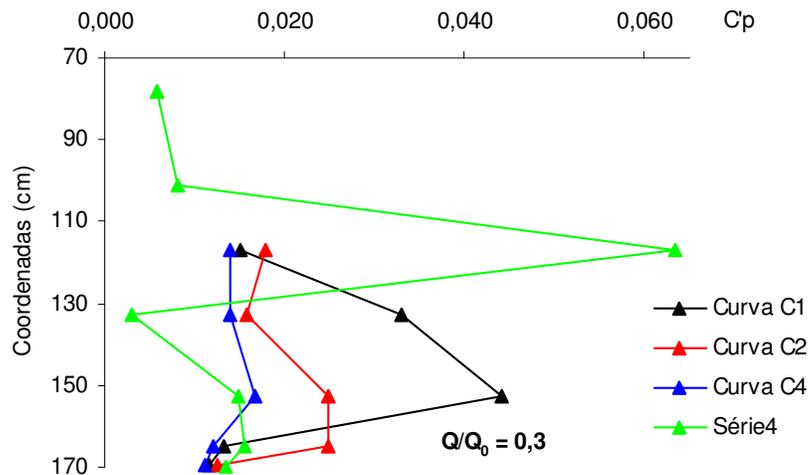


Figura 7.16 Gráfico do coeficiente de flutuação de pressão  $C_p$  na parte convexa da curva, para  $Q/Q_0 = 0,3$ .

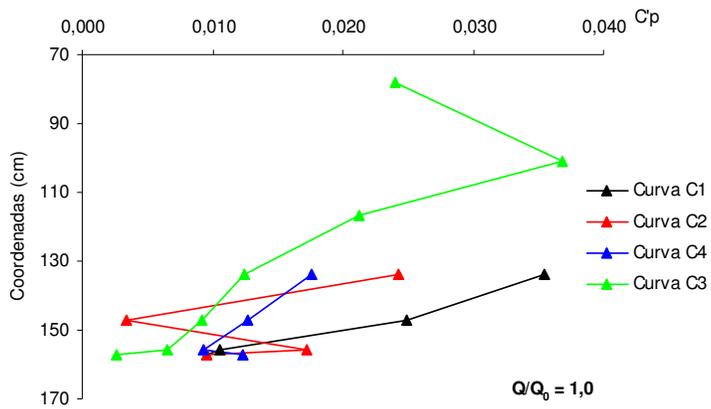


Figura 7.17 Gráfico do coeficiente de flutuação de pressão  $C'p$  para  $Q/Q_0 = 1,0$ , na parte côncava da curva.

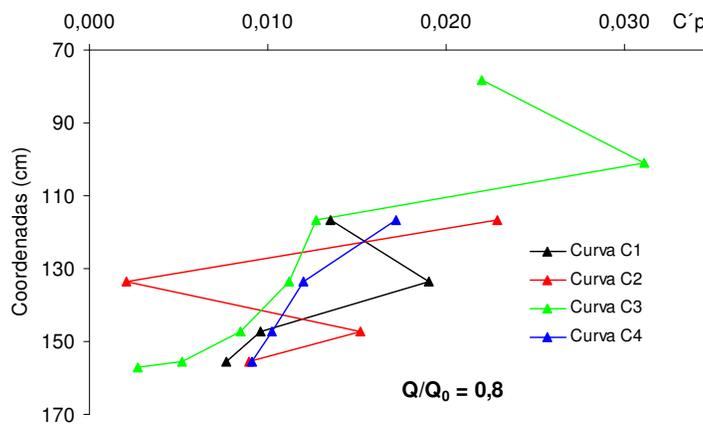


Figura 7.18 Gráfico do coeficiente de flutuação de pressão  $C'p$  para  $Q/Q_0 = 0,8$ , na parte côncava da curva.

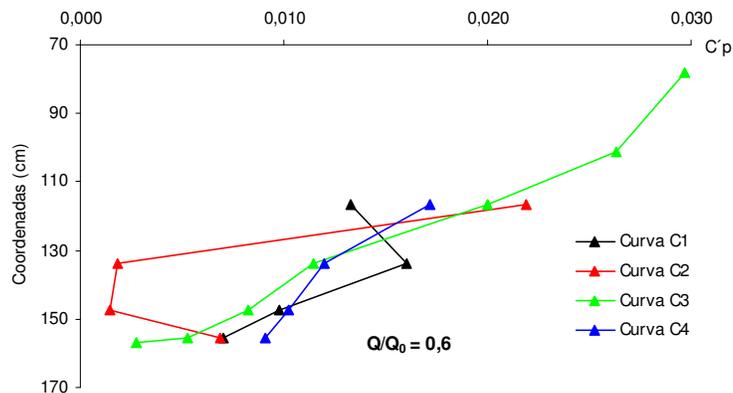


Figura 7.19 Gráfico do coeficiente de flutuação de pressão  $C'p$  para  $Q/Q_0 = 0,6$ , na parte côncava da curva.

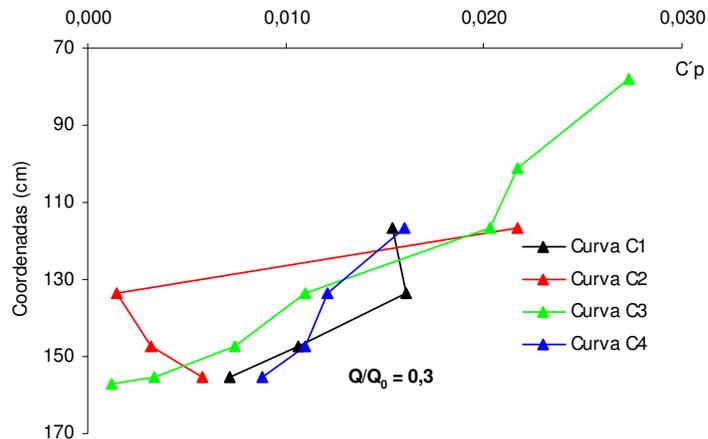


Figura 7.20 Gráfico do coeficiente de flutuação de pressão  $C'p$  para  $Q/Q_0 = 0,8$ , na parte côncava da curva.

Zhao et al. (2006) também analisou o coeficiente de flutuação de pressão nas paredes do poço, encontrando valores menores do que os encontrados neste trabalho, porém, o autor define o coeficiente de flutuação de pressão como sendo a relação entre a média RMS e a média dos valores de pressão.

A partir dos dados de pressão instantânea, foi feita também a análise da flutuação de pressão no domínio da frequência, utilizando a Transformada Rápida de Fourier (FFT), que transforma os dados no domínio do tempo para o domínio da frequência e é definida como:

$$S_x(fr) = \int_{-\infty}^{\infty} x(t) \cdot e^{-j2\pi \cdot f \cdot t} dt \quad (7.4)$$

sendo:

$x(t)$  a representação de um sinal  $x$  no domínio do tempo;

$S_x(t)$  a representação de um sinal  $x$  no domínio da frequência;

$fr$  a frequência;

$t$  o tempo;

$$j = \sqrt{-1}.$$

Para a transformação dos dados para o domínio da frequência, utilizando a FFT foi utilizado o software Origin 6.0.

Segundo Pinto (1977), a energia associada a um sistema é proporcional à amplitude ao quadrado, e a força associada a esse fenômeno é proporcional à amplitude. Portanto, ao se fazer o gráfico da função densidade espectral em função da frequência, tem-se a energia associada ao sistema, determinada pela área correspondente a uma faixa associada a uma dada frequência  $f$ . Assim, a análise no domínio da frequência permite determinar a frequência associada à máxima energia do sistema, chamada de frequência de pico.

A análise dos dados no domínio da frequência foi feita para todas as tomadas das quatro curvas ensaiadas. Nas Figuras 7.21 a 7.24, mostram-se os gráficos da amplitude da flutuação de pressão em função da frequência em cada uma das curvas ensaiadas, para a vazão de projeto, nas tomadas onde ocorreu o maior valor de pressão positiva.

Observa-se, a partir dos gráficos, que há uma grande concentração de energia na faixa de 0 a 0,4Hz, valor este menor do que o encontrado por Oliveira (1984) e por Zaho et al. (2006). Porém, Oliveira (1984) fez a análise para a flutuação de pressão no poço, e não na curva de ligação, e Zhao et al. (2006) analisou poços verticais, com entrada em vórtice, com relações  $L/D$  pequenas. Nota-se também que a partir de 1 Hz a energia do fenômeno fica praticamente constante.

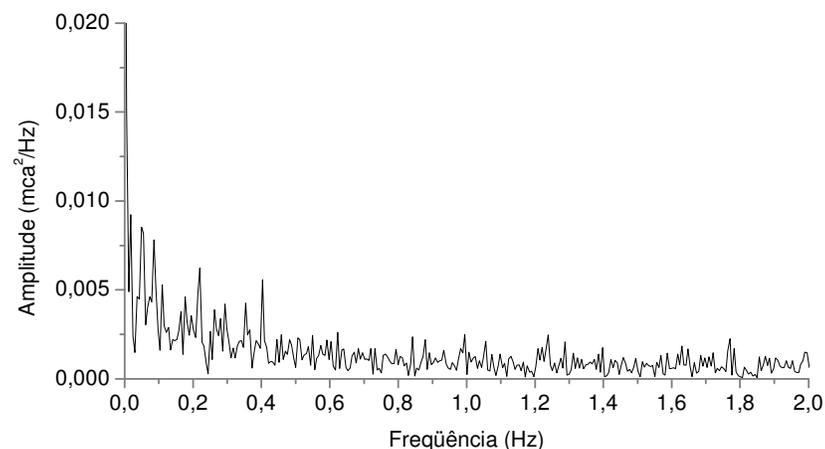


Figura 7.21 Análise no domínio da frequência da flutuação de pressão na tomada T5, na curva C1.

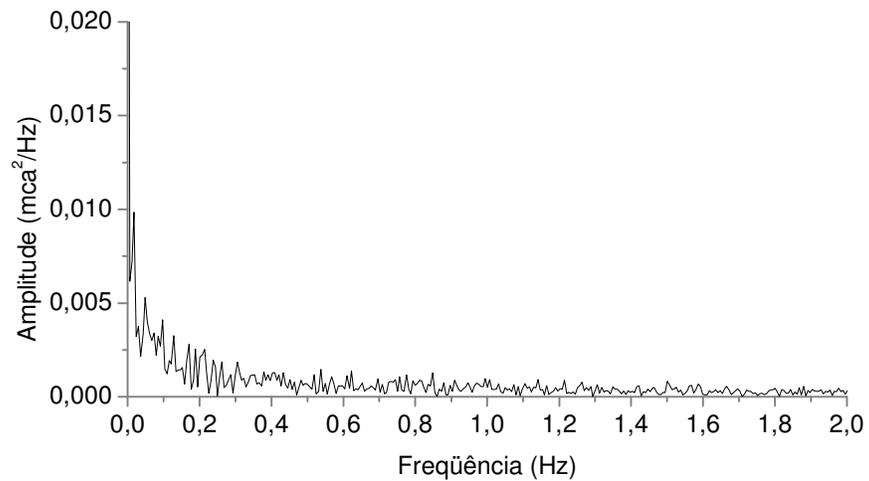


Figura 7.22 Análise no domínio da frequência da flutuação de pressão na tomada T5, na curva policêntrica C2.

Observa-se ainda que a frequência de pico do fenômeno é bastante baixa, menor do que 0,1Hz, assim como a frequência de escoamentos turbulentos como os que se desenvolvem em bacia de dissipação e ressalto hidráulico.

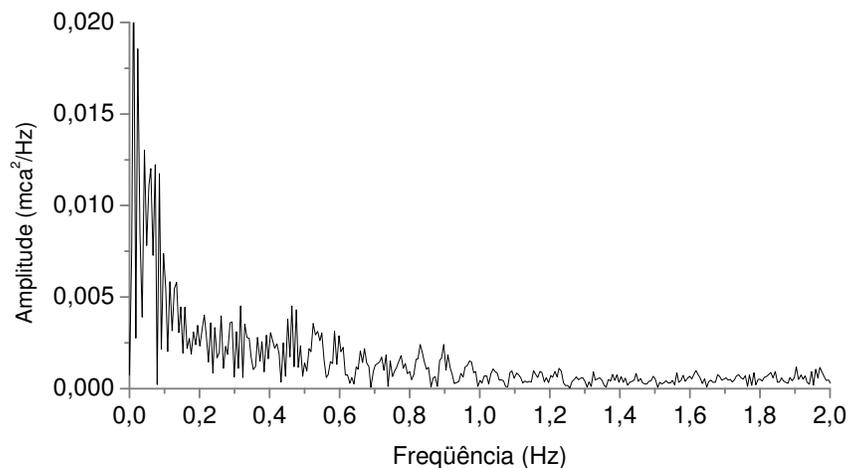


Figura 7.23 Análise no domínio da frequência da flutuação de pressão na tomada T3, na curva clotóide C3.

Segundo Strauch (1990), é importante verificar se a frequência de ressonância da estrutura hidráulica não se encontra na mesma faixa de frequência associada à máxima energia do sistema, para que se possa evitar um possível colapso da estrutura.

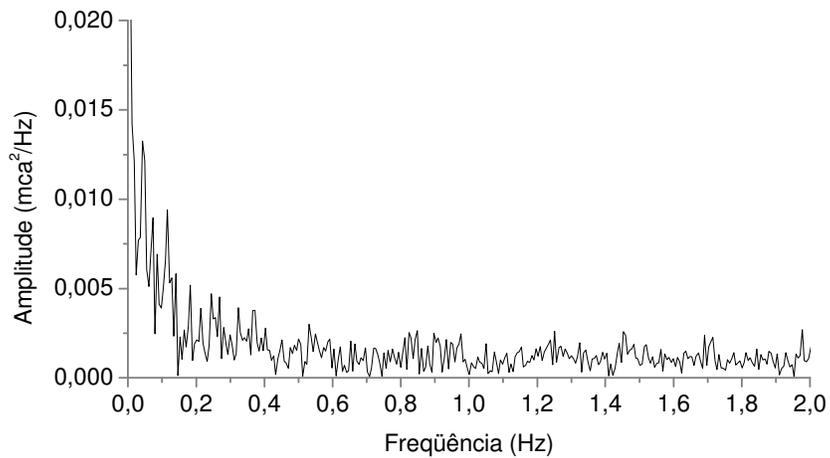


Figura 7.24 Análise no domínio da frequência da flutuação de pressão na tomada T6, na curva C4.

Para analisar a frequência de vibração da curva de ligação, foi feita também a análise da aceleração (medida com o acelerômetro, conforme descrito no capítulo 6) no domínio da frequência, para todas as quatro curvas ensaiadas. A medição foi realizada para as quatro vazões anteriormente determinadas (0,3; 0,6; 0,8 e 1,0 da vazão de projeto) e os gráficos são apresentados nas Figuras 7.25 a 7.28.

Observa-se, a partir dos gráficos que a frequência de pico da vibração da curva é baixa (menor do que 0,1Hz) para qualquer uma das curvas ensaiadas.

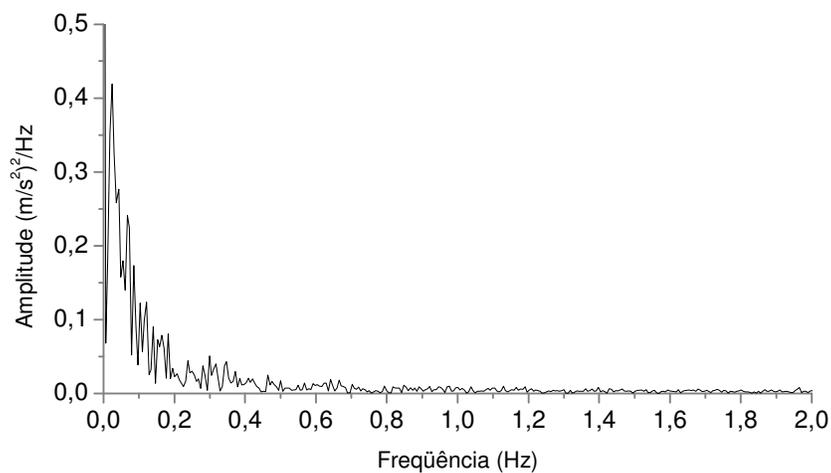


Figura 7.25 Análise no domínio da frequência da vibração da curva de C1, para  $Q/Q_0 = 1,0$ .

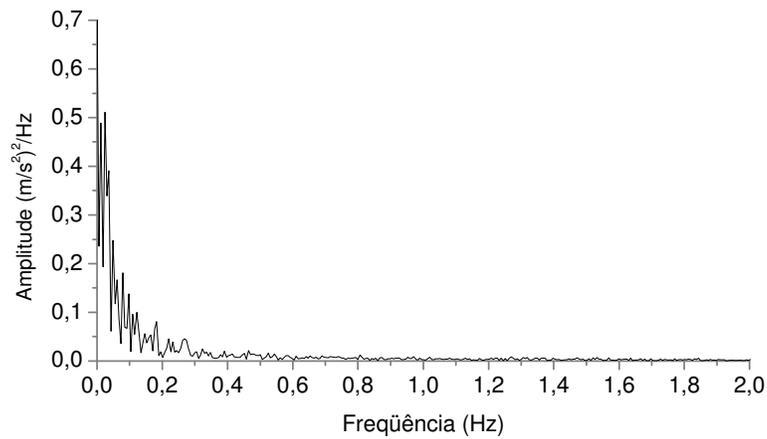


Figura 7.26 Análise no domínio da frequência da vibração da curva C2, para  $Q/Q_0 = 1,0$ .

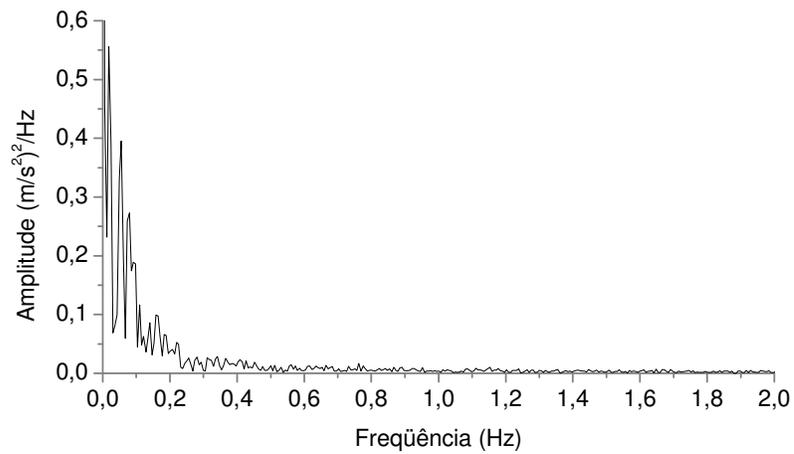


Figura 7.27 Análise no domínio da frequência da vibração da curva clotóide C3, para  $Q/Q_0 = 1,0$ .

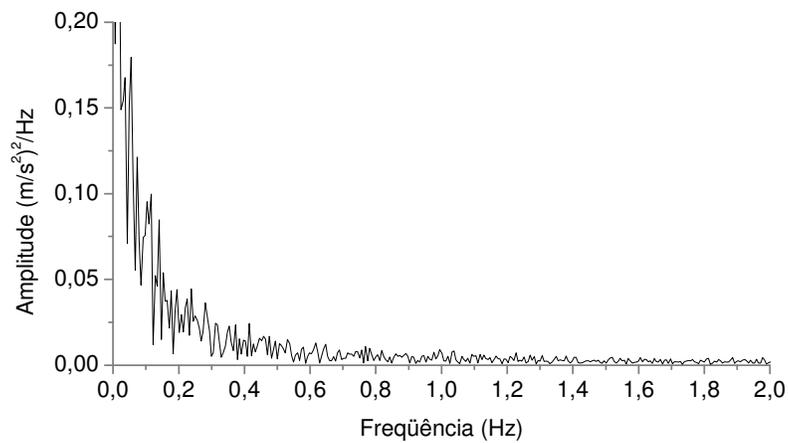


Figura 7.28 Análise no domínio da frequência da vibração da curva C4, para  $Q/Q_0 = 1,0$ .

## 7.3 RESULTADOS E ANÁLISE DO ARRASTE DE AR

Serão descritos, neste item, os resultados do arraste de ar, bem como a análise desses resultados.

### 7.3.1 Arraste de ar no núcleo

A medição do arraste de ar foi feita de acordo com a metodologia apresentada no capítulo 6, até chegar à vazão de afogamento da tulipa.

Para verificar se havia semelhança nos modelos, foi calculado o número de Weber, além do número de Mach, para verificar a compressibilidade do escoamento do ar. A partir dos resultados, verificou-se que o número de Weber é maior do que 500, condição esta que comprova a não dependência da tensão superficial; o número de Mach é sempre menor do que 0,2, podendo, portanto, o escoamento do ar ser classificado como incompressível.

No gráfico da Figura 7.29, são apresentados os resultados das vazões de ar em função das vazões líquidas obtidas nas configurações com as curvas C1, C2, C3 e C4. No mesmo gráfico, foi colocada a curva obtida no modelo escala 1:25 do CTH, transformada na escala de Froude e que corresponde à utilização da curva C2 .

Observando o gráfico, nota-se para as novas curvas (C3 e C4) o mesmo comportamento anômalo já observado por Genovez (1997). O escoamento de ar inicia-se para um valor mínimo de vazão líquida e atinge o pico de arraste próximo do valor obtido no protótipo CTH. A partir desse ponto, há uma diminuição da vazão do ar arrastado seguido de uma recuperação até um novo máximo, a partir do qual a vazão de ar diminui novamente, como era de se esperar, de acordo com a definição dos regimes de escoamento (ver Capítulo 4).

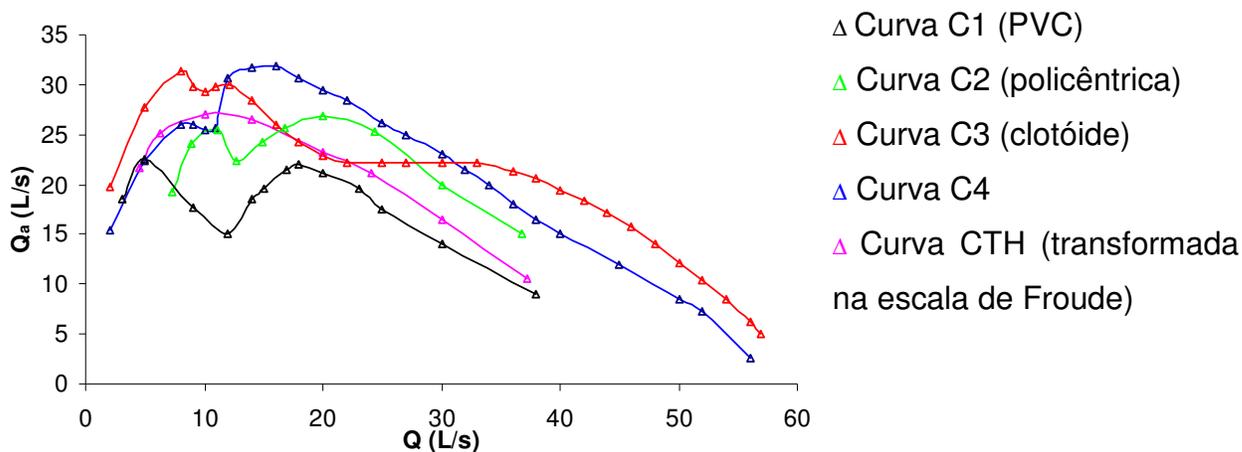


Figura 7.29 Vazão de ar em função da vazão líquida para as quatro curvas ensaiadas, modelo na escala 1:51,02.

Nota-se, ainda, a partir do gráfico da Figura 7.29, que a curva C4 arrasta mais ar do que as outras, sendo que a máxima vazão de ar ocorre com uma vazão líquida no modelo de aproximadamente  $0,016\text{m}^3/\text{s}$ , ou seja, próximo de  $1/5$  da vazão de afogamento, como concluiu Genovez (1997). Apesar de, na curva C4, a vazão máxima de ar ser maior do que a encontrada para as outras curvas, com esta curva a tulipa afoga com uma vazão de aproximadamente  $1245\text{m}^3/\text{s}$ , o que representa um aumento de 35% na vazão de afogamento obtida pelo CTH (1971) para a curva policêntrica C2.

A curva clotóide C3, assim como a curva C4, arrasta mais ar do que as outras curvas e a vazão máxima de ar ocorre com uma vazão líquida no modelo de aproximadamente  $0,012\text{m}^3/\text{s}$ . Para esta curva, a tulipa afoga com uma vazão de  $1153\text{m}^3/\text{s}$ , que é maior que a vazão obtida pelo CTH (1971) para a curva original do vertedor. O aumento na vazão de afogamento da tulipa com as novas curvas comprova novamente que a alteração na geometria da curva permite um melhor escoamento no vertedor, contribuindo também com a segurança na operação deste tipo de vertedor.

Volkart (1983), citado por Genovez (1991), propõe um gráfico para a correção da vazão de ar em função da escala do modelo reduzido, como se mostra na Figura 7.30. Essa correção é feita devido ao efeito de escala do escoamento, já que as

relações entre modelo e protótipo, segundo a semelhança de Froude, são válidas somente para o escoamento de água pura.

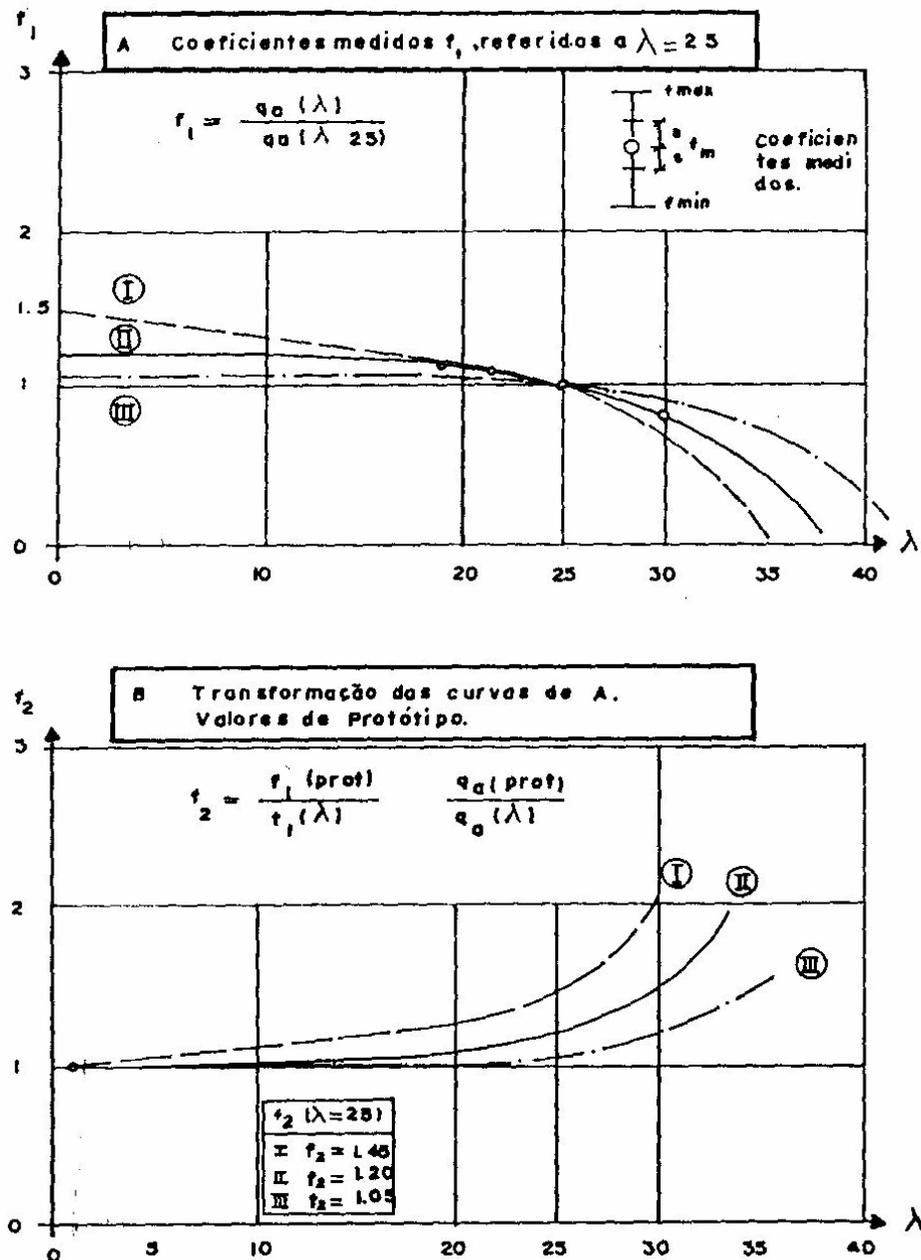


Figura 7.30 Fator de correção  $f_2$  segundo Volkart (1983), citado por Genovez (1991).

Assim, para a curva C3, tem-se, a partir do gráfico da Figura 7.29, que a máxima vazão de ar arrastado no modelo é igual a  $0,0313\text{m}^3/\text{s}$ . Considerando o modelo

na escala 1:25 (protótipo CTH) e o modelo deste trabalho na escala 1:51,02, tem-se que a relação  $\lambda$  entre as escalas dos modelos é 2,04.

A partir do gráfico da Figura 7.30, tem-se que, para  $\lambda = 2,04$ , o coeficiente de correção  $f_2$  é igual a 1,04. Portanto, através do modelo reduzido, o valor da vazão de ar máxima para o protótipo CTH será calculado por:

$$Q_a(\text{prot}) = f_2 \cdot Q_a(\text{mod}) = 0,0326 \text{ m}^3/\text{s} \quad (7.5)$$

Para a curva C4, a vazão máxima de ar é igual a  $0,318 \text{ m}^3/\text{s}$ . Da mesma forma que para a curva C3, fazendo a correção com o coeficiente  $f_2$ , a vazão máxima de ar para a curva C4 é igual a  $0,0331 \text{ m}^3/\text{s}$ .

O vertedor tipo tulipa é dimensionado de forma que permita a passagem do escoamento ar-água. Assim, tanto o vertedor como as estruturas a jusante devem ser projetadas para a máxima vazão de ar, sendo, portanto, importante corrigir o valor da máxima vazão de ar através deste coeficiente.

As vazões de ar calculadas apresentam uma incerteza de  $\pm 1,5\%$ .

### **7.3.2 Região de instabilidade do escoamento**

Da mesma forma que feito por Genovez (1991), foi calculado o número de Reynolds da mistura  $Re_m$  para as quatro curvas, para avaliar o que acontecia na região de escoamento de ar decrescente.

Fazendo o gráfico de  $\beta$  em função de  $Re_m$  (Figura 7.31), verifica-se a mesma região de descontinuidade encontrada por Genovez (1997) para valores do número de Reynolds da mistura da ordem de, aproximadamente,  $1,0 \cdot 10^5$ , que corresponde a uma região de instabilidade do escoamento.

Essa instabilidade foi justificada por Mongiardini (1966), citado por Genovez (1991), ao descrever os tipos de escoamentos bifásicos e apresentar o método para calcular o Reynolds da mistura.

Por outro lado, fazendo uma analogia com o caso de um cilindro imerso em um escoamento uniforme e viscoso, como neste tipo de escoamento a resistência não é nula, a análise da resistência de cilindros é feita baseada em considerações da posição do ponto de descolamento, da formação de turbilhões e da largura da esteira, variáveis estas responsáveis pela variação do coeficiente de resistência  $C_R$ .

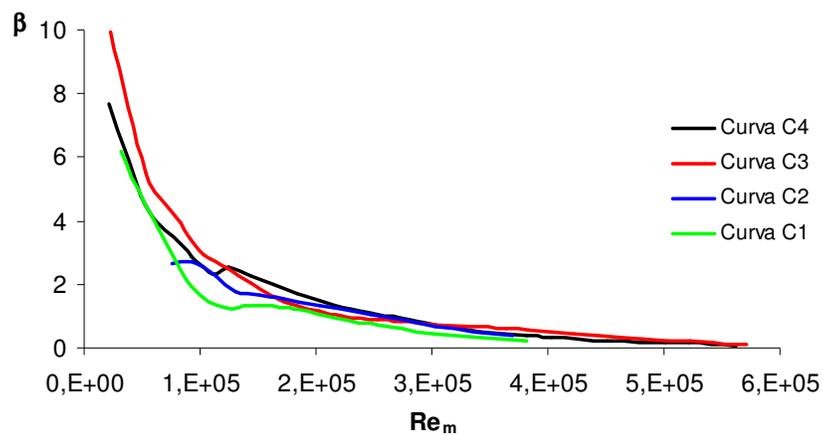


Figura 7.31 Gráfico de  $\beta$  em função do número de Reynolds na mistura, para as quatro curvas ensaiadas.

O coeficiente de resistência  $C_R$  representa a relação entre a força de arrasto e as forças viscosas, no deslocamento de um corpo através de fluido viscoso e incompressível. O coeficiente é função do número de Reynolds e é expresso através da equação:

$$C_R = \frac{\tau_0}{1/2\rho V^2} \quad (7.6)$$

sendo:

$\tau_0$  tensão de cisalhamento;

$\rho$  a massa específica da água;

$V$  a velocidade.

Segundo Genovez (1991), a partir da variação do coeficiente de resistência  $C_R$  em função do número de Reynolds, constatou-se que o menor valor de  $C_R$  acontecia para o caso de um cilindro rugoso para  $Re$  da ordem de  $10^5$  (por analogia, o cilindro representaria o escoamento do ar no interior do poço). Ao redor deste valor do número de Reynolds, verificou-se a região de instabilidade, ligada a uma diminuição brusca da resistência.

No caso de uma esfera, quando o escoamento a montante é turbulento, o número de Reynolds crítico é, aproximadamente,  $1,2 \cdot 10^5$ , e é fortemente ligado às características de turbulência do escoamento e da rugosidade do corpo.

A rugosidade de uma partícula esférica influencia a resistência de duas maneiras: alterando o valor do coeficiente de arrasto e a posição da região de transição. A transição é acompanhada por uma redução no coeficiente de arrasto. O valor crítico de Reynolds pode ser utilizado como critério de estabilidade e a mudança na rugosidade, na rotação da esfera ou no nível de turbulência podem alterar seu valor.

As partículas começam a virar se existe um gradiente de velocidade no fluido onde estão imersas, devido a um efeito da parede ou a uma colisão. No caso, seria semelhante ao efeito “cortina” que está presente no escoamento no poço vertical.

Para Genovez (1991), a rugosidade e a turbulência do escoamento também modificam o coeficiente de arrasto, pois, devido ao aumento na rugosidade ou na turbulência, o ponto de separação ou descolamento da camada limite muda para jusante. Quando se produz a separação, aparece uma região de baixa pressão, aumentando a resistência do escoamento. A tendência é que a camada limite turbulenta fique mais colada à superfície numa distância maior do que se fosse uma camada limite laminar. Há também diminuição das forças viscosas e um aumento da pressão contrária ao sentido do escoamento.

Outra explicação para essa instabilidade no escoamento é que esta pode ser

devida à formação de “*roll waves*”, que podem ocorrer num escoamento livre com instabilidade.

Segundo Chow (1959), a verificação da ocorrência das *roll waves* é feita através do cálculo do número de Vedernikov ( $Ve$ ), que é expresso por:

$$Ve = x \cdot \gamma \cdot F$$

sendo:

$x$  o expoente do raio hidráulico da equação utilizada no cálculo da vazão (0,5 para a fórmula de Chézy e 2/3 para a Fórmula de Manning);

$$\gamma = 1 - R_H \left( \frac{dP}{dA} \right) \text{ o fator de forma da seção transversal do canal;}$$

$F$  o número de Froude;

$R_H$  o raio hidráulico;

$P_M$  o perímetro molhado;

$A_M$  a área da seção.

Para números de  $Ve < 1,0$ , qualquer onda que se forme diminuirá e o escoamento permanecerá estável. Para  $Ve \geq 1,0$  as ondas se amplificam, fazendo com que o escoamento se torne instável, dando origem às *roll waves*.

Alguns autores vêm realizando estudos a respeito da formação das *roll waves* em canais, e novos estudos deveriam ser feitos para verificar sua influência em condutos com escoamento livre.

### **7.3.3 Vazão de ar arrastado**

A partir das medições de vazão de ar, pode-se calcular, além da relação  $\beta$ , definida pela relação entre a vazão de ar arrastado e a vazão líquida.

Ferreira e Genovez (2005) determinaram a relação entre  $\beta$  e o número de

Froude para escoamento radial em tomadas verticais. Para comparar os resultados deste trabalho com os obtidos pelas autoras, os valores de  $\beta$  calculados anteriormente foram colocados num gráfico em função do número de Froude  $F$ , junto com os valores de Ferreira e Genovez (2005), como se mostra na Figura 7.32.

Observa-se, a partir do gráfico, que os resultados seguem a mesma tendência obtida por Ferreira e Genovez (1995), apesar de, para um mesmo número de Froude, os valores de  $\beta$  obtidos por Ferreira e Genovez serem um pouco maiores. Porém, as autoras usaram tomadas verticais com diâmetros menores do que o diâmetro do poço, e a ligação entre o poço e o túnel foi feita por uma simples curva de 90°. A partir dos resultados do gráfico, pode-se, portanto, calcular o valor de  $\beta$  em função do número de Froude a partir da expressão:

$$\beta = 1,24 \cdot F^{-1,29} \quad (7.7)$$

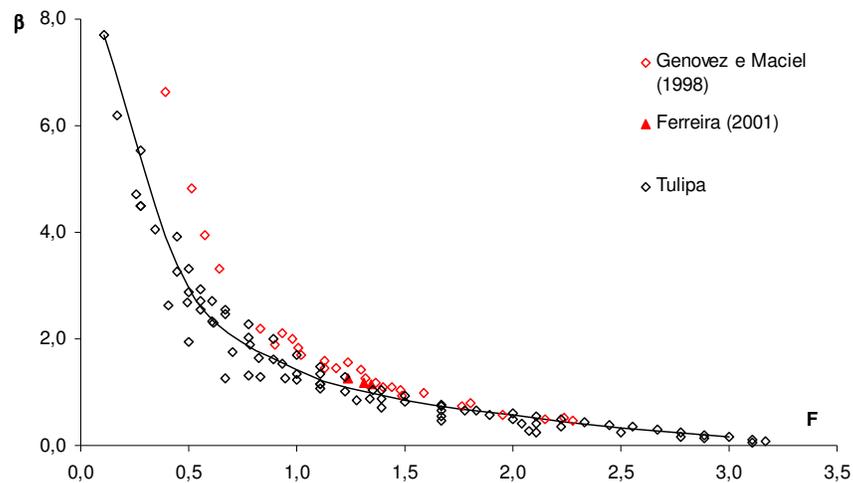


Figura 7.32 Gráfico de  $\beta$  em função do número de Froude  $F$ .

Chanson (1996) definiu equações para estimar a quantidade de ar arrastado em função do número de Froude. Como já citado no Capítulo 4, tem-se as equações:

$$\frac{Q_a}{Q} = k_1 \cdot F^2, \text{ para } V^* < 5\text{m/s} \quad (4.1)$$

$$\frac{Q_a}{Q} = \frac{k_2}{\sqrt{F}}, \text{ para } 5 < V^* < 10\text{m/s} \quad (4.2)$$

As velocidades do escoamento neste trabalho são menores do que 10m/s, sendo válidas as Equações 4.1 e 4.2. Porém, o autor não define esses coeficientes  $k_1$  e  $k_2$ . Além disso, o número de Froude é calculado a partir da diferença entre a velocidade do escoamento e a velocidade do início do arraste. Mesmo assim, nota-se a semelhança das equações obtidas a partir dos resultados deste trabalho com as equações determinadas por Chanson (1996).

Como dito anteriormente, num escoamento ar-água é importante que se conheça a quantidade de ar que é arrastado com a vazão líquida. As equações propostas permitem que a vazão de ar seja facilmente determinada, já que são calculadas em função da vazão líquida, e esta é um dado de projeto para o dimensionamento do vertedor.

#### **7.3.4 Vazão de ar limite**

Genovez (1997) confirmou, através de resultados experimentais, que a vazão de ar varia em função da vazão líquida  $Q$  e da relação  $L/D$ , sendo  $L$ , o comprimento e  $D$ , o diâmetro do poço, definindo uma expressão para o cálculo da vazão de ar  $Q_a$ .

A fim de verificar se a vazão de ar arrastado pelo escoamento através da tulipa com as novas curvas de ligação seguia a mesma tendência dos pontos obtidos por Genovez (1997), os valores obtidos neste trabalho foram colocados no gráfico de  $D/L$  em função de  $(Q_a/Q_{a,lim})_{máx}$ , junto com os valores de Genovez (1997) e os de Cuomo (1981) e Viparelli (1990), conforme Genovez (1997), como pode-se observar na Figura 7.33.

Ressalte-se que os resultados de Viparelli (1990) referem-se a poços com emboque tipo vórtice e formação de ressalto no poço, e os resultados de Cuomo (1981) são para escoamento sem formação de ressalto no poço.

Observa-se, através da figura, que os pontos de máximo arraste obtidos com as novas curvas seguem a mesma tendência que os obtidos por Genovez (1997). Assim, pode-se confirmar novamente que a vazão de ar varia com a relação L/D e com a vazão líquida, podendo-se utilizar a expressão obtida por Genovez para se determinar a vazão de ar arrastado. Portanto, pode-se calcular a vazão de ar através da Equação 4.19:

$$\beta = \frac{Q_a}{Q} = 0,10(L/D)^{2/3} \left[ \left( \pi^{3/5} K^{3/5} D^{8/5} Q^{2/5} \right) / 4Q - 1 \right] \quad (4.19)$$

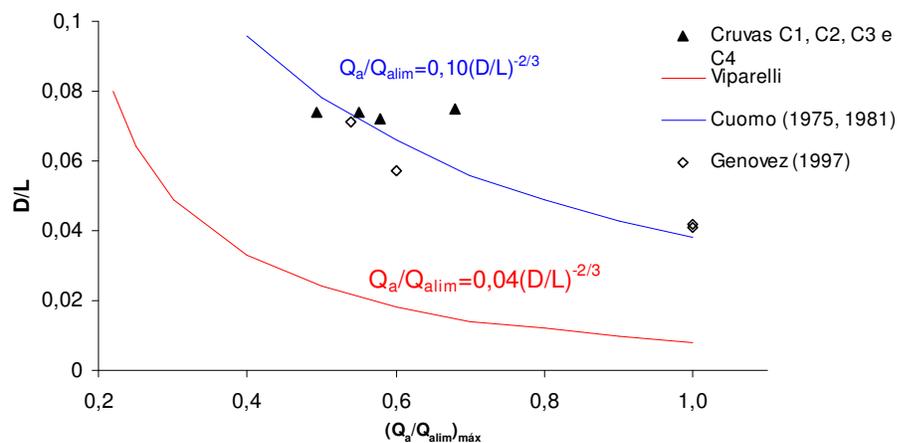


Figura 7.33 Curva de variação de D/L em função de  $(Q_a/Q_{a,lim})_{máx}$ .

Vischer e Hager (1995), citados por Zhao et al. (2006), expressaram a relação  $\beta$  em função da relação L/D e de um adimensional de vazão, como já mostrado na Equação 4.27. Para que se pudesse comparar os resultados obtidos pelos autores com os deste trabalho, foi feito, a partir dos valores de vazão de ar obtidos, um gráfico de  $\beta$  em função do adimensional de vazão  $Q^* = nQ/(\pi D^{8/3})$ , junto com os valores de Zhao et al. e de Vischer e Hager (1995), conforme Zhao et al. (2006), como se mostra na Figura 7.34.

Observa-se, através do gráfico, uma boa concordância dos resultados experimentais obtidos no trabalho com as Equações 4.28 e 4.29 de Vischer e Hager (1995) segundo Zhao et al. (2006), obtidos a partir de estudos experimentais em poços verticais com entrada em vórtice. Os pontos de Zhao et al. estão abaixo dos deste

trabalho, porém, vale lembrar que os autores realizaram ensaios com poços com emboque vórtice e relação L/D pequena.

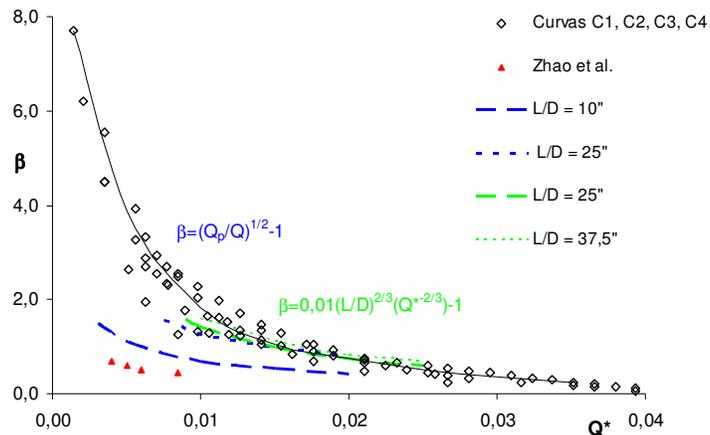


Figura 7.34 Gráfico de  $\beta$  em função do adimensional de vazão  $Q^*$ .

Observa-se, ainda, que os pontos têm a mesma tendência para valores do adimensional de vazão entre 0,01 e 0,025, aproximadamente. Assim, as equações propostas por Vischer e Hager(1995), citados por Zhao et al. (2006), são uma opção para o cálculo da vazão de ar arrastado no escoamento através de poços verticais, desde que as vazões estejam neste intervalo, pois não há referência ao comportamento da curva para valores do adimensional menores do que 0,01.

As equações propostas no trabalho para o cálculo da quantidade de ar arrastado, a partir do estudo realizado com as quatro diferentes geometrias das curvas, podem ser utilizadas para vazões líquidas de até  $0,060\text{m}^3/\text{s}$ , equivalentes a, aproximadamente,  $1115\text{m}^3/\text{s}$  em valores de protótipo.

### 7.3.5 Verificação da seção do túnel para a máxima vazão de ar

É importante lembrar que a seção do túnel deve ser suficiente para permitir a passagem do escoamento ar-água à seção livre. Para a máxima vazão de ar encontrada no modelo ensaiado com a curva C4, ( $Q_a = 0,0331\text{m}^3/\text{s}$ , já corrigida no item

7.3.1), a vazão líquida é de  $0,016\text{m}^3/\text{s}$ , que, no protótipo, representa uma vazão total (ar + água) de aproximadamente  $913\text{ m}^3/\text{s}$ . Para essa vazão, a seção transversal do túnel ocupada pelo escoamento é de 65%.

No caso da Curva clotóide C3, a vazão máxima de ar no modelo é igual a  $0,0326\text{m}^3/\text{s}$  e ocorre para uma vazão líquida de  $0,008\text{m}^3/\text{s}$ , o que corresponde, no protótipo, a uma vazão total de, aproximadamente,  $731\text{ m}^3/\text{s}$ . Para essa vazão, a seção transversal do túnel ocupada pelo escoamento é de 54%.

Tanto para a curva C3, como para a curva C4, este valor está dentro dos limites estabelecidos pelo USBR (1987), pelo LNEC citado por Mussalli (1969), por Bollrich (1971) e por Genovez (2002). Assim, mesmo que a máxima vazão de ar nas curvas C3 e C4 sejam maiores do que aquelas nas curvas C1 (PVC) e C2 (policêntrica), é possível que o escoamento no túnel seja livre, sem que possa ocorrer a mudança do escoamento de livre para forçado, prejudicando o funcionamento adequado do vertedor.

Vale lembrar novamente, que o cálculo das vazões de ar apresenta uma incerteza de  $\pm 1,5\%$ .

## 7.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir dos resultados apresentados neste capítulo, conclui-se que a geometria da curva de ligação entre o poço e o túnel de um vertedor tipo tulipa influi no escoamento através do vertedor, tanto nas pressões como na vazão de ar arrastado. Além disso, as novas geometrias permitem que a tulipa afogue com uma vazão maior, aumentando a segurança na operação deste tipo de estrutura.

Vale lembrar que os resultados obtidos neste estudo experimental são válidos para vertedores com emboque tipo tulipa, sem a formação de ressalto no interior do poço e dentro do intervalo de medição.



## 8 CONCLUSÕES

A curva de ligação entre o poço vertical e o túnel é um dos pontos principais no projeto de um vertedor tulipa, pois esta sofre um grande impacto da massa de água que cai livremente no interior do poço, e deve defletir o escoamento para o interior do túnel de descarga sem que ocorram perturbações na superfície da água.

Como foi visto, não existia um critério definido para a geometria da curva, e poucos trabalhos foram feitos na tentativa de melhorar a ligação entre o poço vertical e o túnel de um vertedor tipo tulipa.

De acordo com os resultados obtidos neste trabalho, conclui-se que a geometria da curva de ligação tem influência no escoamento através de um vertedor tipo tulipa e, conseqüentemente, em estruturas de queda com poços verticais. Curvas com um raio de curvatura maior e com traçados mais suaves são melhores alternativas do que uma simples curva circular, com raio de 90°.

As novas curvas ensaiadas permitiram uma maior vazão de afoamento do vertedor, o que contribui para uma maior segurança na operação deste tipo de vertedor, bem como uma diminuição nas pressões da parte convexa da curva. A curva C4 apresentou uma vazão de afoamento ligeiramente maior que a curva clotóide C3.

O conhecimento da quantidade de ar arrastado também é importante, o dimensionamento adequado das obras a jusante, bem como do vertedor, já que este deve permitir a passagem da mistura ar-água. Ressalta-se que o projeto deve ser feito levando em consideração a vazão máxima de ar, que não ocorre para a máxima vazão

líquida. Além disso, o túnel deve trabalhar com escoamento livre, com uma seção transversal ocupada pelo escoamento de  $2/3$  da seção total do túnel.

As novas curvas ensaiadas arrastam mais ar do que as anteriores. No trabalho, foram propostas equações para determinar a vazão de ar a partir da concentração de ar. Esta pode ser calculada a partir da vazão líquida descarregada, que é facilmente medida e conhecida no projeto.

Pode-se, portanto, afirmar que a curva clotóide é uma boa solução para o projeto da curva de ligação entre o poço e o túnel de estruturas de queda com poços verticais pois, além de apresentar menores pressões na parte convexa, também contribuirá para a segurança da barragem, já que afoga com uma vazão maior.

Neste trabalho, tem-se o equacionamento para poder fazer o traçado desta curva. O cálculo dos parâmetros necessários para o dimensionamento é simples, e pode ser feito por softwares disponíveis, como o Excel, ou algum similar, sem a necessidade de se fazer um programa para o cálculo.

Além disso, com a curva clotóide, o vertedor tipo tulipa pode ser construído sem o poço vertical, fazendo a ligação direta da estrutura vertente com o túnel, através da curva, sem que as condições de escoamento sejam prejudicadas.

Recomendações para estudos futuros seriam o estudo de poços com um colchão amortecedor na curva, para verificar se este permite a diminuição das pressões na curva e se influi na vazão de ar arrastado. Também se propõe o estudo em modelo matemático para se determinar a linha de água no interior da curva e do túnel, a partir das medições de pressões instantâneas.

Por fim, espera-se que o trabalho possa auxiliar o projeto de poços verticais, já que estes são boas soluções quando se necessita empregar vertedores onde o espaço é reduzido, ou quando se deseja drenar áreas urbanas.

## 9 REFERÊNCIAS

BRADLEY, J. N. Prototype Behavior. **Transactions ASCE**, v.121, p. 312-332, 1956

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

CASTORANI, A., Di SANTO, A. e PICCINI, A.F. Alcune considerazioni sul proporzionamento degli sfioratori a Cálice. **L'Energia Elettrica**, n. 6, p. 238-246, 1986.

CHANSON, H. Hydraulics of Retangular Dropshafts. **Journal of Irrigation an Drainage Engineering**, vol 130, n. 6, dec., 2004.

CHANSON, R. Mechanisms of air bubble entrainment, Plunging jet flows, Air entrainment by plunging jets. In: \_\_\_\_ **Air Bubble Entrainment in Free Surface Turbulent Shear Flows**. USA: Academic Press, 1996, Cap. 2, 5, 6.

CHOW, V. T. Theoretical concepts related to uniform flow. In: \_\_\_\_ **Open Channel Hydraulics**. McGrall Hill, 1959, Cap. 8.

ERVINE, D.A., e HIMMO, S. K. Modelling the behavior of air pockets in closed conduit hydraulic systems. In: Symposium on scale effects in Modelling Hydraulic Structures, 1984, Esslingen, Germany, 1984, p. 4.15-1 a 4-15.9.

EUA - Bureau of Reclamation - **Design of Small Dams**. Washington, D.C., 1987

FERREIRA, L.M.C., GENOVEZ, A.I.B. Análise do arraste de ar em poços verticais com diferentes tipos de emboque. In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, XVI, 2005, João Pessoa, Paraíba. **Anais em CR-ROM**, João Pessoa, 20 a 24 nov 2005.

GARDEL, A. Les évacuaters des crues en déversoir circulaires. **Bulletin Tech. de la Suisse Romande**, n. 27, 1949.

GENOVEZ, A. I. B. **Estudo do efeito de escala no arrastamento de ar em poço com embocadura tipo tulipa**. Tese apresentada à EPUSP para obtenção do título de Doutor em Engenharia. São Paulo, 1991.

\_\_\_\_\_. **Determinação do comprimento limite no estudo do arrastamento de ar em poço com embocadura tipo tulipa**. Tese apresentada à FEC da UNICAMP para obtenção do título de Livre Docente. Campinas, 1997.

GENOVEZ, A. I. B., GENOVEZ, A. M. Considerações sobre o projeto dos vertedores com emboque tipo tulipa. In: Congresso Latinoamericano de Hidráulica, XIX, 2000, Córdoba. **Tomo II**, Córdoba, 22 al 27 oct 2000, p. 673-680.

\_\_\_\_\_. Critérios de Dimensionamento para Poços Verticais com Emboque Tipo Tulipa. In: Congresso da Água, 6º, 2002, Porto. vol. 01, Porto: Associação portuguesa de Recursos Hídricos, p. 1-10.

GOLDRING, B. T. Air Voids at Downshaft-Tunnel Bends. **Journal of Hydraulic Engineering**, vol 109, n. 2, p. 189-198, feb. 1983.

GUIMARÃES, C.A.B. **Curvas Horizontais**. Notas de aula. Universidade Estadual de Campinas. Campinas, 1995, 21p.

HACK, H.P. Air entrainment in dorps shafts with annular flow by turbulent diffusion. In: Congresso IAHR, 17º, 1977, Baden-Baden, Alemanha. **Proceedings**, v. 1, A64, Baden-

Baden, Alemanha, 1977, p. 507-515.

INDRI, E. Esperienze su modelli di scaricatori a pozzo a costanza di livello nel serbatoio. **L'Energia Elettrica**, 1959.

JAIN, S.C. Air transport in vortex-flow drop-shafts. *Journal of Hydraulics Engineering*, v. 114, p.1485-1497, dec 1998.

JAIN, S.C, KENNEDY, J.F. Vortex-flow drop structures. In: Symposium on scale effects in Modelling Hydraulic Structures, 1984, Esslingen, Germany, 1984.

KOBUS, H. Fundamentals. In: \_\_\_\_\_ **Hydraulic Modelling**. German Association for Water Resources and Land Improvement, Bulletin 7, 1980, Cap. 1.

\_\_\_\_\_. Local air entrainment and detrainment. In: **Symposium on scale effects in Modelling Hydraulic Structures**, 1984, Esslingen, Germany, 1984.

LAUSHEY, L.N, MAVIS, F.T. Air entrained by water flowing down vertical shafts. In: Congresso IAHR, 5º, 1953, Minnesota, EUA. **Proceedings**, v. 1, Minnesota, EUA, 1953, p. 483-487.

LAZZARI, E. Ricerca sperimentali sugli sfioratori a calice. In: Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, 6º, 1959, Padova, Itália. **Atti B8**, Padova, 1959, 11p.

LENCASTRE. A. Descarregadores em poço. Estudo Teórico Experimental. **Publicação do Laboratório Nacional de engenharia Civil**, Lisboa, n. 88, 16p., 1956.

LEVIN, L. **Formulaire dès conduits forceés, oleoducts et conduits d'aeration**. Paris, Dunod, 1968, 116p.

MARQUENET, G. Entrainment par un écoulement en conduite verticale. Application que

puits d'adduction secondaires. In: Congresso IAHR, 5º, 1953, Minnessota, EUA. **Proceedings**, v. 1, Minnessotta, EUA, 1953.

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

NOVAK, P. et al. **Hydraulic Structures**. Ed. E & FN Spon, UK, 1996.

OLIVEIRA, D. D. de **Extravasores tipo tulipa. Estudo Teórico Experimental**. Tese apresentada à EPUSP para obtenção do título de Mestre em Engenharia, São Paulo, 1984, 178 p.

PETERKA, A.J. Performance tests on Prototype and model. **Transactions ASCE**, v.121, p. 385-407, 1956.

PIMENTA, C. F. Teoria da semelhança mecânica. In: \_\_\_\_ **Curso de Hidráulica Geral**. Vol. 2. Guanabara Dois, Rio de Janeiro, 1981, Cap. 12.

PINTO, L.C.S. Análise do sinal aleatório de fenômenos hidráulicos turbulentos. Dissertação apresentada à EPUSP para obtenção do título de Mestre em Engenharia. São Paulo, 1985, 293p.

PINTO, N. L, NEIDERT, S.H. Model-prototype conformity in aerated spillway-flow. In: **International Conference on the Hydraulic Modelling of Civil Engineering Structures**. 1982, Coventry, England sep 22-24, 1982.

RIBEIRO, A.A. e TOMAS, T. D. L. G. **Descarregadores em poço**. Porto, 1976.

SÃO PAULO (Estado). DAEE – Centro Tecnológico de Hidráulica. **Extravasor Paraitinga. Estudo em Modelo Reduzido da Barragem de Paraitinga**. Relatório Global, julho 1971, revisto em nov. 1977. São Paulo, CTH, 1977.

ŞENTÜRK, F. Hydraulics of special types of spillways. In: \_\_\_\_\_ **Hydraulics of dams and reservoirs**. Colorado, EUA: Water Resources Publications, 1994. Cap. 5.

SOUZA, P.A. **Geometria de curvas para estruturas hidráulicas**. Manuscrito (não publicado), dez, 2004.

STEPHENSON, D., METCALF, J.R. Model studies of air entrainment in the Muela dropsahft. **Proceedings of Institute of Civil Engineers**, v. 91, p. 417-434, 1991.

STRAUCH, J. C. S. **Vertedor Tulipa com Parcialização da Soleira de Emboque**. Tese apresentada à Escola Politécnica da USP para obtenção do título de Doutor em Engenharia, São Paulo, 1990.

TAYLOR, G.A. e ELDSSEN, O. Investigation of right-angle bend at the foot of a vertical spillway shaft. In: Congrès des Grands Barrages, 5<sup>o</sup>, 1955, Paris. Paris, 1955, p857-874.

THORN, M.F.C. Modelling the air demand of vertical drojshafts. In: Congresso IAHR, 17<sup>o</sup>, 1977, Baden-Baden, Alemanha. **Procedings**, v. 1, A65, Baden-Baden, Alemanha, 1977, p. 515-523.

VIPARELLI, M. Transporte di aria da parte di correnti idriche in condotti chiusi. **L'Energia Elétrica**, n. 11, p. 813-826, nov. 1954.

VIPARELLI, R. Proporzionamento di un imbocco a calice. In: XXII Congresso di Idraulica e Construzioni Idrauliche, XXII, 1990, Cosenza, Itália. Cosenza, out 1990, p51-63.

VOLKART, P. Air slots for flow aeration. **Determination of shape, size and spacing or air slots for the San Roque Dam Spillway**. Zurich, Suíssa, 1983.

VISCHER, D.L., HAGER, W.H. Overflow Structures. In: \_\_\_\_ **Dam Hydraulics**. England, John Wiley & Sons, 1998, Cap 2.

WAGNER, W. E. Morning glory shaft spillways: Determination of pressure-controlled profiles. **Transactions ASCE**, v.121, p. 345-368, 1956.

WIJEYESEKERA, D.A. (1974). Air entrainment in vertical shafts. **Water Power**, Jun, 1974.

ZHAO, C. et al. Experimental study of flow in a vortex drop shaft. **Journal of Hydraulic Engineering**, vol. 132, n. 1, p. 61-68, jan. 2006.