UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

RAFAEL DE LARA

UTILIZAÇÃO DE DEFLETORES EM FENDA E PILARES ALARGADOS PARA REDUÇÃO DA EROSÃO PROVOCADA POR VERTEDOUROS COM SALTO DE ESQUI

CURITIBA

2011

RAFAEL DE LARA

UTILIZAÇÃO DE DEFLETORES EM FENDA E PILARES ALARGADOS PARA REDUÇÃO DA EROSÃO PROVOCADA POR VERTEDOUROS COM SALTO DE ESQUI

Dissertação apresentada ao Programa de Pós Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental do Setor de Tecnologia da Universidade Federal do Paraná como requisito parcial à obtenção do grau de Mestre

Orientador: Prof. José Junji Ota
Co-orientador: Prof. André L. T. Fabiani

CURITIBA

2011

Lara, Rafael de
Utilização de defletores em fenda e pilares alargados para redução da erosão provocada por vertedouros com salto de esqui / Rafael de Lara. – Curitiba, 2011.
158 f. : il.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental.
Orientador: José Junji Ota
Co-orientador: André L. T. Fabiani

1. Vertedores. 2. Estruturas de desvio (Engenharia hidráulica). I. Ota, José Junji. II. Fabiani, André L. T. III. Título.

CDD 627.883

TERMO DE APROVAÇÃO

RAFAEL DE LARA

"UTILIZAÇÃO DE DEFLETORES EM FENDA E PILARES ALARGADOS PARA REDUÇÃO DA EROSÃO PROVOCADA POR VERTEDOUROS COM SALTO DE ESQUI"

Dissertação aprovada como requisito parcial à obtenção do grau de Mestre, pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental do Setor de Tecnologia da Universidade Federal do Paraná, pela comissão formada pelos professores:

PRESIDENTE:

José Junji Ota
Universidade Federal do Paraná
Orientador

MEMBROS:

Marcelo Giulian Marques
Universidade Federal do Rio Grande do Sul

André Luiz Tonso Fabiani
Universidade Federal do Paraná

Miriam Rita Moro Mine
Universidade Federal do Paraná

Curitiba, 21 de fevereiro de 2011

A Deus,
pela vida.

Aos meus pais,
Rui Gil e Rosemari,
pela dedicação empenhada
na minha formação.

À minha esposa,
Adriana, pela amável
companhia e incentivo.

AGRADECIMENTOS

À Companhia Paranaense de Energia Elétrica (COPEL), pela oportunidade oferecida ao desenvolvimento profissional.

À Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL), pelo incentivo aos programas de pesquisa e desenvolvimento que tem custeado estudos importantes.

À Universidade Federal do Paraná (UFPR) e, em especial, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental (PPGERHA), pela qualidade dos cursos ofertados.

Ao Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento, através do Centro de Hidráulica e Hidrologia Professor Parigot de Souza (LACTEC/CEHPAR), pelo compartilhamento de conhecimentos e tecnologia.

Ao engenheiro Carlos Eduardo Michaud, idealizador, colaborador e incentivador do meu mestrado.

Aos meus orientadores, José Junji Ota e André L. T. Fabiani, pelas proveitosas discussões técnicas nas quais muito aprendi.

Ao futuro engenheiro Elias Wehrmeister, pela destreza e apoio nos ensaios, e a todos os amigos que fiz no CEHPAR.

Às gerências da COPEL, por possibilitarem esse mestrado, e a todos os amigos dessa grande família.

Ao gerente desse projeto de Pesquisa e Desenvolvimento, pela COPEL, engenheiro Nelson Saks.

Aos demais professores do PPGERHA, pelo conhecimento compartilhado.

Ao meu irmão, demais familiares e amigos, que souberam compreender minha ausência.

RESUMO

Há quatro décadas, os engenheiros chineses têm desenvolvido estruturas especiais com o intuito de reduzir os efeitos erosivos provocados no leito do rio por jatos efluentes de vertedouros de alta queda. São estruturas chamadas de defletores em fenda e pilares alargados. Elas constituem-se basicamente de deflexões dos muros ou pilares que delimitam os vãos de um vertedouro de forma a promover uma contração na calha. O efeito produzido por estas estruturas são jatos esbeltos com grande dispersão longitudinal. Mas, fora da China, pouco se sabe a respeito do real desempenho dessas estruturas. No presente estudo, além da pesquisa bibliográfica, a qual incluiu casos de vertedouros em operação, foram realizados ensaios no modelo reduzido da Usina Hidrelétrica Mauá, em construção no Brasil, a fim de avaliar as características principais do comportamento hidráulico dessas estruturas e sua eficiência na redução de efeitos erosivos. A análise dos resultados permitiu concluir que a utilização de pilares alargados com razão de contração próxima de 50% poderia ser adotada em um vertedouro com características semelhantes aquele utilizado nos ensaios, que necessitasse de mitigação dos efeitos erosivos.

ABSTRACT

For about four decades, Chinese engineers have developed special structures aiming for reducing erosive effects caused in the river bed by jets released from high fall spillways. These structures are slit buckets and flaring piers. Basically, they are deflections of walls and piers that delimitate the chutes of spillways. The effects produced by these structures are slender jets with large longitudinal dispersion. But, outside China, there is a lack of knowledge about the real behavior of these structures. In the present work, beside the research on the bibliography, it was carried out an experimental program in the physical model of Mauá Hydroelectric Power Plant, which is under construction in Brazil, aiming to evaluate the characteristics of the hydraulic behavior of these structures and its efficiency in reducing erosive effects. The analyses of the results enable to conclude that the utilization of flaring piers with ratio of contraction near to 50% could be adopted in spillway with similar features that needed to reduce the erosive effects.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 13
1.1 MOTIVAÇÃO 14
1.2 OBJETIVOS GERAIS DO ESTUDO 15
1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS DO ESTUDO 16
1.4 JUSTIFICATIVA 16
1.5 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO 18
2 REVISÃO DE LITERATURA 20
2.1 DESEMPENHO DE VERTEDOUROS 20
2.1.1 Histórico de Problemas de Erosão 23
2.1.2 Processo Erosivo devido a Jatos de Alta Velocidade 25
2.1.3 Profundidade Máxima de Erosão 26
2.2 VERTEDOUROS PROVIDOS DE DEFLETORES EM FENDA E PILARES ALARGADOS 29
2.2.1 Defletores em Fenda (*Slit Buckets*) 32
2.2.1.1 Geometria 33
2.2.1.2 Aplicação e Efeito 35
2.2.1.3 Obras em que foi utilizado 36
2.2.2 Pilares Alargados (*Flaring Piers*) 41
2.2.2.1 Geometria 43
2.2.2.2 Aplicação e Efeito 44
2.2.2.3 Obras em que foi utilizado 47
2.2.3 Problemas Envolvendo Defletores em Fenda e Pilares Alargados 58
2.2.3.1 Esforços Dinâmicos nas Estruturas 58
2.2.3.2 Atomização 59
3 METODOLOGIA 65
3.1 PROTÓTIPO 65
3.2 MODELO 68
3.2.1 Vazões 70
3.2.2 Níveis de Água 71
3.2.3 Fossa de Erosão 72
3.2.4 Tempo de Ensaio 72
3.2.5 Procedimento de Ensaio 72
3.3 PROGRAMA DE ENSAIOS 74
3.3.1 Vertedouro Convencional (Alternativas 1 e 2) 76
3.3.2 Vertedouro com Defletores em Fenda (Alternativas 3 a 7) 77
3.3.3 Vertedouro com Pilares Alargados (Alternativas 8 e 9) 77
4 ANÁLISE DOS RESULTADOS 78
4.1 COMPORTAMENTO HIDRÁULICO 78
4.1.1 Comportamento Hidráulico dos Vertedouros Convencionais 78
4.1.1.1 Comportamento Hidráulico da Alternativa 1 (η=1,00; θ=0°, calha única) 79
4.1.1.2 Comportamento Hidráulico da Alternativa 2 (η=1,00; θ=0°, calhas individuais) 79
4.1.2 Comportamento Hidráulico dos Vertedouros com Defletores em Fenda 80
4.1.2.1 Comportamento Hidráulico da Alternativa 3 (η=0,50; θ=14,3°, retangular) 83
4.1.2.2 Comportamento Hidráulico da Alternativa 4 (η=0,33; θ=18,9°, retangular) 84

4.1.2.3 Comportamento Hidráulico da Alternativa 5 (η=0,16; θ=23,2°; retangular) 86
4.1.2.4 Comportamento Hidráulico da Alternativa 6 (η=0,33; θ=10,1°; retangular) 88
4.1.2.5 Comportamento Hidráulico da Alternativa 7 (η=0,25; θ=11,2°; "Y") 89
4.1.3 Comportamento Hidráulico dos Vertedouros com Pilares Alargados 91
4.1.3.1 Comportamento Hidráulico da Alternativa 8 (η=0,70; θ=15,0°; retangular) 94
4.1.3.2 Comportamento Hidráulico da Alternativa 9 (η=0,50; θ=19,0°; retangular) 95
4.1.4 Análise do Comportamento Hidráulico 96
4.1.4.1 Análise do Comportamento Hidráulico dos Defletores em Fenda 99
4.1.4.2 Análise do Comportamento Hidráulico dos Pilares Alargados 102
4.1.5 Critérios para Projeto de Defletores em Fenda e Pilares Alargados 103
4.1.5.1 Ângulo da Onda de Choque "β" e Parâmetro "te/tc" 104
4.1.6 Problemas de Operação Assimétrica 109
4.2 FOSSA DE EROSÃO 111
4.2.1 Fossa de Erosão Formada pelos Vertedouros Convencionais 112
4.2.1.1 Fossa de Erosão da Alternativa 1 (Convencional; η=1,00; θ=0°; calha única) 113
4.2.1.2 Fossa de Erosão da Alternativa 2 (η=1,00; θ=0°; calhas individuais) 115
4.2.2 Fossa de Erosão Formada pelos Vertedouros com Defletores em Fenda 117
4.2.2.1 Fossa de Erosão da Alternativa 3 (η=0,50; θ=14,3°; retangular) 118
4.2.2.2 Fossa de Erosão da Alternativa 4 (η=0,33; θ=18,9°; retangular) 120
4.2.2.3 Fossa de Erosão da Alternativa 5 (η=0,16; θ=23,2°; retangular) 122
4.2.2.4 Fossa de Erosão da Alternativa 6 (η=0,33; θ=10,1°; retangular) 124
4.2.2.5 Fossa de Erosão da Alternativa 7 (η=0,25; θ=11,2°; "Y") 126
4.2.3 Fossa de Erosão Formada pelos Vertedouros com Pilares Alargados 128
4.2.3.1 Fossa de Erosão da Alternativa 8 (η=0,70; θ=15,0°; retangular) 130
4.2.3.2 Fossa de Erosão da Alternativa 9 (η=0,50; θ=19,0°; retangular) 132
4.2.4 Análise da Capacidade Erosiva 134
4.2.4.1 Profundidade Máxima de Erosão 134
4.2.4.2 Volumes Totais de Material Erodido e Depositado 143
4.2.5 Comparação da Capacidade Erosiva entre as Alternativas Ensaiadas 149
4 CONCLUSÕES 152
5 RECOMENDAÇÕES 155

LISTA DE SÍMBOLOS

QM: Quantidade de Movimento (MN);

ρ: massa específica (1000 kg/m³ para água);

U: velocidade (m/s);

Tr: Tempo de recorrência de uma determinada vazão afluente (anos)

Q: vazão (m³/s);

w: largura do vertedouro (m);

q: vazão específica (m³/s/m);

g: aceleração da gravidade (9,81 m/s²)

H: queda ou desnível geométrico entre o reservatório e o ponto considerado (m);

Hb: altura da barragem em relação ao leito do rio (m);

Hd: desnível geométrico entre o reservatório e o dissipador (m);

N: energia (MW);

R: raio (m)

D: desnível geométrico entre o nível de água de jusante e o fundo da fossa de erosão, ou profundidade máxima (m);

K: coeficiente angular da equação de Veronese que depende da resistência do leito do rio, igual a 1,9 para ensaios com material de pequena granulometria sem coesão;

c: coeficiente angular da equação de Veronese que, no presente estudo, depende da resistência do leito e da eficiência do dissipador;

r: fator de redução do coeficiente angular da equação de Veronese proposto no presente estudo, que depende da eficiência hidráulica do dissipador; percurso radial percorrido pela onda de choque, entre sua origem e sua colisão com a onda de choque oposta;

L: comprimento do trecho de contração da calha (m);

B: largura da calha a montante da contração (m);

a: deslocamento horizontal da borda dos muros ou pilares da calha, medido ortogonalmente ao eixo desta (m);

b: largura da calha na seção mais estreita da contração (m);

η: razão de contração (adimensional ou percentual);

θ: ângulo de deflexão dos muros em relação ao eixo da calha (graus ou radianos);

y: profundidade do escoamento (m);

yp: profundidade do escoamento potencial (m);

δ: espessura da camada limite turbulenta (m);

$\delta 1$: espessura de deslocamento (m);

$\delta 3$: espessura de energia (m);

hp: perda energia ao longo da calha (m);

x: distância horizontal na direção do escoamento (m);

y: direção horizontal perpendicular ao escoamento (m);

z: elevação (m);

k: rugosidade equivalente de Nikuradse;

NAR: nível de água do reservatório (m);

NAJ: nível de água do rio a jusante do vertedouro (m);

Fr1: número de Froude a montante da contração;

β: ângulo formado entre a onda de choque e a direção do escoamento (graus ou radianos);

te: tempo que escoamento leva para percorrer o percurso (L) entre o início da contração e o encontro das ondas de choque (m/s);

C: celeridade do escoamento (m/s);

tc: tempo que a frente de onda leva para percorrer o percurso radial "r" entre sua origem e seu encontro com a onda de choque oposta (s);

l: comprimento da onda e choque (m);

lc: comprimento transversal da onda de choque, desde sua origem até seu encontro com a onda de choque oposta (m);

y1: profundidade do escoamento não perturbado, a jusante da onda de choque (m);

v1: velocidade do escoamento não perturbado perpendicular a onda de choque (m/s);

y2: profundidade atrás da onda de choque (m);

R^2: coeficiente de correlação (adimensional);

Ve: volume total de material erodido da fossa de erosão (m^3);

Vd: volume total de material depositado a jusante da fossa de erosão, também chamado de barra de blocos (m^3).

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

FIGURA 1 - QUANTIDADE DE MOVIMENTO DE VERTEDOUROS.....23
FIGURA 2 - FOSSA DE EROSÃO DA UHE JAGUARA.....24
FIGURA 3 - EROSÃO DO ATERRO DO VERTEDOURO DA UHE ESTREITO 25
FIGURA 4 - PROCESSO DE EROSÃO DO LEITO ROCHOSO.....26
FIGURA 5 - PROFUNDIDADE DE EROSÃO EM PROTÓTIPOS 28
FIGURA 6 - VERTEDOURO DA BARRAGEM DE IRAPÉ 29
FIGURA 7 - SÍTIO DO APROVEITAMENTO HIDRELÉTRICO DE TODING 31
FIGURA 8 - PLANTA E SEÇÃO LONGITUDINAL DOS DEFLETORES EM FENDA32
FIGURA 9 - VISTA DE JUSANTE DA BARRAGEM DE CABRIL.....33
FIGURA 10 - GEOMETRIA DOS DEFLETORES EM FENDA 33
FIGURA 11 - BARRAGEM DE GEHEYAN DURANTE A CONSTRUÇÃO.....35
FIGURA 12 - BARRAGEM DE DONGJIANG.....37
FIGURA 13 - VERTEDOURO DE DONGJIANG 38
FIGURA 14 - DESCARREGADOR INTERMEDIÁRIO DE DONGFENG.....40
FIGURA 15 - PILARES ALARGADOS NA BARRAGEM DE TAOLINKOU 42
FIGURA 16 - VERTEDOURO PROVIDO DE PILARES ALARGADOS.....42
FIGURA 17 - GEOMETRIA DOS PILARES ALARGADOS 43
FIGURA 18 - ESCOAMENTO E AERAÇÃO NA BARRAGEM DE DACHAOSHAN..47
FIGURA 19 - BARRAGEM DE GEHEYAN.....49
FIGURA 20 - ELEVAÇÃO FRONTAL DA BARRAGEM DE YANTAN.....53
FIGURA 21 - VERTEDOURO DA MARGEM DIREITA DE WUQIANGXI.....55
FIGURA 22 - VERTEDOURO DA MARGEM ESQUERDA DE WUQIANGXI.....56
FIGURA 23 - PILARES ALARGADOS E DESCARREGADORES DE FUNDO.....56
FIGURA 24 - ZONAS DE ATOMIZAÇÃO.....60
FIGURA 25 - ATOMIZAÇÃO VERIFICADA NO VERTEDOURO DE ITAIPU.....61
FIGURA 26 - PLANTA DO VERTEDOURO DA UHE MAUÁ 66
FIGURA 27 - CORTE LONGITUDINAL DO VERTEDOURO DA UHE MAUÁ 67
FIGURA 28 - VISTA GERAL DO MODELO REDUZIDO DA UHE MAUÁ.....68
FIGURA 29 - PLANTA DO MODELO REDUZIDO DA UHE MAUÁ 69
FIGURA 30 - CURVA DE DESCARGA DO VERTEDOURO DA UHE MAUÁ.....71

FIGURA 31 - PROGRAMA DE ENSAIO EM MODELO REDUZIDO 75
FIGURA 32 - FOTOS DAS ESTRUTURAS ENSAIADAS 76
FIGURA 33 - ENSAIOS DA ALTERNATIVA 1 (CONVENCIONAL; η=1,00; θ=0; CALHA ÚNICA) 79
FIGURA 34 - ENSAIOS DA ALTERNATIVA 2 (CONVENCIONAL; η=1,00%; θ=0; CALHAS INDIVIDUAIS) 80
FIGURA 35 - CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DO JATO EFLUENTE DOS DEFLETORES EM FENDA 82
FIGURA 36 - CARACTERÍSTICAS DO JATO EFLUENTE DA ALTERNATIVA 3 (DEFLETORES EM FENDA; η=0,50; θ=14,3º; Q=2.070 m³/s) 82
FIGURA 37 - ENCONTRO DAS ONDAS DE CHOQUE DA ALTERNATIVA 3 (DEFLETORES EM FENDA; η=0,50; θ=14,3º; Q=2.070 m³/s) 83
FIGURA 38 - ENSAIOS DA ALTERNATIVA 3 (DEFLETORES EM FENDA; η=0,50; θ=14,3º) 84
FIGURA 39 - ENCONTRO DAS ONDAS DE CHOQUE DENTRO DA ESTRUTURA DA ALTERNATIVA 4 (DEFLETORES EM FENDA; η=0,33; θ=18,9º; Q=4.491 m³/s) 85
FIGURA 40 - ENSAIOS DA ALTERNATIVA 4 (DEFLETORES EM FENDA; η=0,33; θ=18,9º) 85
FIGURA 41 - OCORRÊNCIA DE ESTAGNAÇÃO DOS RABOS DE GALO NA ALTERNATIVA 5 (DEFLETORES EM FENDA; η=0,16; θ=23,2º; Q=2.070 m³/s) 86
FIGURA 42 - OCORRÊNCIA DE AFOGAMENTO A MONTANTE DA CONTRAÇÃO DA ALTERNATIVA 5 (DEFLETORES EM FENDA; η=0,16; θ=23,2º; Q=3.371 m³/s) 87
FIGURA 43 - ENSAIOS DA ALTERNATIVA 5 (DEFLETORES EM FENDA; η=0,16; θ=23,2º) 87
FIGURA 44 - ENSAIOS DA ALTERNATIVA 6 (DEFLETORES EM FENDA; η=0,33; θ=10,1º) 88
FIGURA 45 - CHOQUE DOS RABOS DE GALO SUPERIORES CONTRA OS MUROS NA ALTERNATIVA 6 (DEFLETORES EM FENDA; η=0,33; θ=10,1º; Q=3.371 m³/s) 89
FIGURA 46 - ENSAIO DA ALTERNATIVA 7 (DEFLETORES EM FENDA; η=0,25; θ=11,2º; “Y”; Q=4.491 m³/s) 90
FIGURA 47 - ENSAIOS DA ALTERNATIVA 7 (DEFLETORES EM FENDA; η=0,25; θ=11,2º; “Y”) 90
FIGURA 48 - FLUXO DA ALTERNATIVA 9 DENTRO DA CALHA (PILARES ALARGADOS; η=0,50; θ=19,0º; Q=3.371 m³/s) 91
FIGURA 49 - ASPECTO LONGITUDINAL DO JATO EFLUENTE DA ALTERNATIVA 9 (PILARES ALARGADOS; η=0,50; θ=19,0º; Q=2.070 m³/s) 92

FIGURA 50 - BOLSA DE AR FORMADA DENTRO DO JATO EFLUENTE DOS DA ALTERNATIVA 9 (PILARES ALARGADOS; η=0,50; θ=19,0º).....92
FIGURA 51 - ASPECTO TRIDIMENSIONAL DO JATO DA ALTERNATIVA 9 COM APLICAÇÃO DE CORANTE (PILARES ALARGADOS; η=0,50; θ=19,0º; Q=5.792 m³/s).....93
FIGURA 52 - ASPECTO TRANSVERSAL DO JATO EFLUENTE DA ALTERNATIVA 9 (PILARES ALARGADOS; η=0,50; θ=19,0º; Q=7.173 m³/s).....93
FIGURA 53 - ENSAIOS DA ALTERNATIVA 8 (PILARES ALARGADOS; η=0,70; θ=15,0º).....94
FIGURA 54 - ENSAIOS DA ALTERNATIVA 9 (PILARES ALARGADOS; η=0,50; θ=19,0º).....95
FIGURA 55 - COMPORTAMENTO DA ALTERNATIVA 9 (PILARES ALARGADOS; η=0,50; θ=19,0º; Q=3.371 m³/s).....96
FIGURA 56 - CONDIÇÃO DOS ENSAIOS COM DEFLETORES EM FENDA EM RELAÇÃO AO AFOGAMENTO 101
FIGURA 57 - CONDIÇÃO DOS ENSAIOS COM PILARES ALARGADOS EM RELAÇÃO AO AFOGAMENTO 103
FIGURA 58 - PROCESSO DE FORMAÇÃO, PROPAGAÇÃO E COLISÃO DAS ONDAS DE CHOQUE NOS DEFLETORES EM FENDA E PILARES ALARGADOS.....105
FIGURA 59 - OPERAÇÃO DE APENAS UM VÃO DO VERTEDOURO DA ALTERNATIVA 9 (PILARES ALARGADOS; η=0,50 ; θ=19,0º).....109
FIGURA 60 - OPERAÇÃO DE DOIS VÃOS DO VERTEDOURO DA ALTERNATIVA 9 (PILARES ALARGADOS; η=0,50 ; θ=19,0º).....110
FIGURA 61 - OPERAÇÃO DE TRÊS VÃOS DO VERTEDOURO DA ALTERNATIVA 9 (PILARES ALARGADOS; η=0,50 ; θ=19,0º).....110
FIGURA 62 - FOSSA DE EROSÃO DA ALTERNATIVA 1 (CONVENCIONAL; η=100%; θ=0; CALHA ÚNICA).....113
FIGURA 63 - PLANTA E CORTE LONGITUDINAL DO JATO E FOSSA DA ALTERNATIVA 1 (CONVENCIONAL; η=100%; θ=0; CALHA ÚNICA) 114
FIGURA 64 - FOSSA DE EROSÃO DA ALTERNATIVA 2 (CONVENCIONAL; η=100%; θ=0; CALHAS INDIVIDUAIS).....115
FIGURA 65 - PLANTA E CORTE LONGITUDINAL DO JATO E FOSSA DA ALTERNATIVA 2 (CONVENCIONAL; η=100%; θ=0; CALHAS INDIVIDUAIS) 116
FIGURA 66 - FORMATO ONDULADO DA FOSSA DE EROSÃO DA ALTERNATIVA 3 (DEFLETORES EM FENDA; η=50%; θ=14,3°; RETANGULAR; Q=2.070 m³/s).....117
FIGURA 67 - FOSSA DE EROSÃO DA ALTERNATIVA 3 (DEFLETORES EM FENDA; η=50%; θ=14,3°; RETANGULAR)..... 118

FIGURA 68 - PLANTA E CORTE LONGITUDINAL DO JATO E FOSSA DA ALTERNATIVA 3 (DEFLETORES EM FENDA; η=50%; θ=14,3°; RETANGULAR) 119
FIGURA 69 - FOSSA DE EROSÃO DA ALTERNATIVA 4 (DEFLETORES EM FENDA; η=33%; θ=18,9°; RETANGULAR)..... 120
FIGURA 70 - PLANTA E CORTE LONGITUDINAL DO JATO E FOSSA DA ALTERNATIVA 4 (DEFLETORES EM FENDA; η=33%; θ=18,9°; RETANGULAR) 121
FIGURA 71 - FOSSA DE EROSÃO DA ALTERNATIVA 5 (DEFLETORES EM FENDA; η=16%; θ=23,2°; RETANGULAR)..... 122
FIGURA 72 - PLANTA E CORTE LONGITUDINAL DO JATO E DA EROSÃO DA ALTERNATIVA 5 (DEFLETORES EM FENDA; η=16%; θ=23,2°; RETANGULAR) 123
FIGURA 73 - FOSSA DE EROSÃO DA ALTERNATIVA 6 (DEFLETORES EM FENDA; η=33%; θ=10,1°; RETANGULAR)..... 124
FIGURA 74 - PLANTA E CORTE LONGITUDINAL DO JATO E FOSSA DE EROSÃO DA ALTERNATIVA 6 (DEFLETORES EM FENDA; η=33%; θ=10,1°; RETANGULAR) 125
FIGURA 75 - FOSSA DE EROSÃO DA ALTERNATIVA 7 (DEFLETORES EM FENDA; η=25%; θ=11,2°; “Y”) 126
FIGURA 76 - PLANTA E CORTE LONGITUDINAL DO JATO E FOSSA DE EROSÃO DA ALTERNATIVA 7 (DEFLETORES EM FENDA; η=25%; θ=11,2°; “Y”)..... 127
FIGURA 77 - BARRA DE BLOCOS DA ALTERNATIVA 9 (PILARES ALARGADOS; η=50%; θ=19,0°; RETANGULAR; Q=7.173 m³/s) 128
FIGURA 78 - FORMAÇÃO DE DUNAS DA ALTERNATIVA 9 (PILARES ALARGADOS; η=50%; θ=19,0°; RETANGULAR; Q=4.491 m³/s)..... 129
FIGURA 79 - FOSSA DE EROSÃO DA ALTERNATIVA 8 (PILARES ALARGADOS; η=70%; θ=15,0°; RETANGULAR)..... 130
FIGURA 80 - PLANTA E CORTE LONGITUDINAL DO JATO E FOSSA DE EROSÃO DA ALTERNATIVA 8 (PILARES ALARGADOS; η=70%; θ=15,0°; RETANGULAR) 131
FIGURA 81 - FOSSA DE EROSÃO DA ALTERNATIVA 9 (PILARES ALARGADOS; η=50%; θ=19,0°; RETANGULAR)..... 132
FIGURA 82 - PLANTA E CORTE LONGITUDINAL DO JATO E FOSSA DE EROSÃO DA ALTERNATIVA 9 (PILARES ALARGADOS; η=50%; θ=19,0°; RETANGULAR) 133
FIGURA 83 - COMPARAÇÃO ENTRE AS PROFUNDIDADES DE EROSÃO MEDIDAS E AS CALCULADAS PELAS EQUAÇÕES CLÁSSICAS ..140
FIGURA 84 - COEFICIENTES DE REDUÇÃO DA PROFUNDIDADE MÁXIMA VERSUS RAZÃO DE CONTRAÇÃO 142

FIGURA 85 - COEFICIENTES DE REDUÇÃO DA PROFUNDIDADE MÁXIMA VERSUS ÂNGULOS DE DEFLEXÃO 142
FIGURA 86 - MATERIAL DEPOSITADO FORA DO ALCANCE DOS EIXOS DE MEDIÇÃO 146
FIGURA 87 - MATERIAL DEPOSITADO JUNTO A SOLEIRA LIVRE 146
FIGURA 88 - VOLUMES TOTAIS DE MATERIAL ERODIDO 148
FIGURA 89 - VOLUMES TOTAIS DE MATERIAL DEPOSITADO 148
FIGURA 90 - COMPARATIVO DOS VOLUMES MÁXIMOS DE MATERIAL ERODIDO, DEPOSITADO E ARRASTADO 150

LISTA DE QUADROS

QUADRO 1 - QUANTIDADE DE MOVIMENTO DE VERTEDOUROS 22
QUADRO 2 - BARRAGENS COM PILARES ALARGADOS E DEFLETORES EM FENDA 30
QUADRO 3 - OBSERVAÇÕES DE ATOMIZAÇÃO EM PROTÓTIPOS.....62
QUADRO 4 - PARÂMETROS DOS ENSAIOS.....70
QUADRO 5 - RESUMO DAS CARACTERÍSTICAS DE CADA ENSAIO 98
QUADRO 6 - PARÂMETROS A MONTANTE DOS DEFLETORES EM FENDA....100
QUADRO 7 - PARÂMETROS A MONTANTE DOS PILARES ALARGADOS.....102
QUADRO 8 - RELAÇÃO TE/TC PARA CADA ALTERNATIVA ENSAIADA.....108
QUADRO 9 - ELEVAÇÕES DA FOSSA DE EROSÃO DA BARRA DE BLOCOS ..111
QUADRO 10 - AVALIAÇÃO DA PROFUNDIDADE MÁXIMA DE EROSÃO 137
QUADRO 11 - VOLUMES TOTAIS DE MATERIAL ERODIDO E DEPOSITADO...145

1 INTRODUÇÃO

Na implantação de uma barragem, o projeto do vertedouro está entre os assuntos que mais requerem cuidados, exigindo investigações de campo, estudos e ensaios criteriosos e abrangentes. O fato de constituir dispositivo de segurança para a obra exige que seu projeto considere condições de operação adversas, onde a transferência eficiente de grandes quantidades de energia para o leito do rio configura-se como um dos grandes obstáculos da engenharia.

Durante essa transferência, parte da energia cinética do escoamento é dissipada e parte é convertida em energia potencial. O ressalto hidráulico é uma solução comumente adotada, mas o lançamento do jato tem sido preferido sempre que as condições locais, principalmente topográficas e geológicas, permitem sua adoção.

A ocorrência de erosão do leito e das margens do rio, a oscilação do nível de água de jusante e a deposição de material erodido a jusante, configurando a chamada barra de blocos, estão entre os maiores problemas ocasionados pelo lançamento de jatos de alta velocidade. No caso de usinas hidrelétricas, a proximidade da região de impacto do jato com a casa de força pode afetar a operação desta. A formação da barra de blocos, por sua vez, pode elevar o nível de água de jusante, diminuindo a queda disponível, como ocorrido na Usina Hidrelétrica de Picote, em Portugal, e ainda aprisionar peixes, constituindo-se em passivo ambiental para o empreendimento.

O presente estudo teve como finalidade avaliar o desempenho de estruturas especiais em utilização pelos chineses há algumas décadas, chamadas *flaring piers*

e *slit buckets*. O princípio de funcionamento dessas estruturas é semelhante. Constituem-se, basicamente, da implantação de trechos convergentes nos muros ou pilares do vertedouro, configurando um estreitamento da calha no sentido do escoamento. Esse estreitamento altera significativamente as características do jato efluente, reduzindo sua capacidade erosiva sobre o leito e margens do rio.

A diferença entre *slit buckets* e *flaring piers* está na posição em que são implantados. Os primeiros são posicionados na extremidade da calha, podendo ou não dispor de fundo em formato de concha e sem interferência entre fluxos de vãos distintos. Os últimos são posicionados logo a jusante da ogiva e não necessitam ser associados exclusivamente com a concha de arremesso, podendo ser combinados com bacia de dissipação, descarregadores de fundo ou calha em degraus, entre outros. Nesta estrutura ocorre interferência entre jatos de vãos distintos.

1.1 MOTIVAÇÃO

Atualmente, a China é o país que mais tem pesquisado soluções alternativas para conversão e dissipação de energia de vertedouros. Cita-se como exemplo os vertedouros das barragens de Donjiang, Geheyan e Wuqiangxi. O alargamento dos pilares logo a jusante da ogiva (*flaring piers*) ou no final calha (*slit bucket*) estreitam a seção disponível para passagem do escoamento, alterando as características geométricas e físicas do jato efluente. Essas alterações possibilitaram a implantação de aproveitamentos hidráulicos em locais onde as condições topográficas e geológicas não eram favoráveis à implantação de estruturas utilizando soluções convencionais.

O Brasil ganhou destaque internacional na engenharia de barragens na época em que foram construídas as obras de Itaipu, São Simão, Xingó, Foz do Areia, entre

outras. No entanto, seguiu-se um longo período de estagnação até que a demanda por energia obrigou a retomada das obras hidrelétricas. A motivação para o desenvolvimento deste estudo surgiu do anseio de entender suficientemente o funcionamento de estruturas que há décadas estão sendo estudadas na China, a fim de verificar a viabilidade e vantagens da sua implantação em obras de barragens brasileiras.

O uso de *flaring piers* e *slit buckets* poderá ter aplicação em futuros aproveitamentos hidráulicos que necessitem de vertedouros para quedas altas ou médias associadas a grandes vazões específicas, principalmente, em locais com características geológicas que não sejam suficientemente resistentes aos esforços hidrodinâmicos elevados.

1.2 OBJETIVOS GERAIS DO ESTUDO

De uma forma geral, as informações técnicas atualmente disponíveis na literatura internacional são escassas e limitadas a aspectos qualitativos sobre a aplicação e benefícios dessas estruturas, sendo que, aparentemente, apenas os chineses dispõem de critérios de projeto que permitam sua correta implantação.

Seguramente, o uso de *flaring piers* e *slit buckets* apresenta muitas vantagens, mas não se podem ignorar problemas ocorridos em algumas obras chinesas.

Logo, o principal objetivo do presente estudo foi analisar o efeito provocado por essas estruturas no comportamento hidráulico do escoamento dentro do defletor, no jato efluente e na fossa de erosão formada no leito do rio.

O principal subsídio para essa análise foram observações e dados obtidos de ensaios realizados em modelo hidráulico reduzido. Para tanto, a revisão prévia da literatura disponível teve papel fundamental no entendimento do funcionamento e da concepção geométrica das estruturas que foram ensaiadas.

1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS DO ESTUDO

O presente estudo avaliou as seguintes estruturas:

- *slit buckets* e
- *flaring piers* combinados com salto de esqui.

As estruturas supracitadas foram analisadas segundo três aspectos principais:

a) Efeitos sobre a fossa de erosão

Avaliou-se em modelo reduzido os perfis das fossas de erosão formadas e os volumes de material erodido e depositado para diferentes configurações geométricas desses defletores e diferentes vazões. Esses resultados foram comparados com aqueles obtidos em ensaios com um vertedouro convencional sob as mesmas condições.

b) Efeitos do escoamento sobre a estrutura

Avaliou-se em modelo reduzido o comportamento hidráulico desses defletores para diferentes configurações geométricas e diferentes vazões, incluindo a determinação dos principais parâmetros geométricos e hidráulicos necessários para sua operação eficiente.

1.4 JUSTIFICATIVA

Na China, os vertedouros necessitam descarregar grandes vazões, com grandes quedas, em vales estreitos e de geologia muitas vezes sem as características necessárias para suportar os esforços hidrodinâmicos envolvidos.

Embora os rios brasileiros não possuam quedas tão altas, nem estejam em vales tão estreitos quanto os chineses, as descargas podem ser bastante elevadas. Além disso, muitos dos novos empreendimentos hidrelétricos brasileiros estão em sítios com menor capacidade para suportar esses esforços, sob aspecto geológico,

exigindo dispositivos de dissipação de energia cada vez mais eficientes.

Os defletores do tipo salto de esqui são uma solução comum e econômica, mas muitas vezes a topografia e a geologia dificultam a sua adoção. Se a queda não é suficiente para o lançamento do jato em locais seguros e suficientemente afastados das estruturas, a alternativa pode ser a adoção de estruturas conhecidas como bacias de dissipação. No entanto, essas estruturas têm um custo relativamente alto e não são imunes a problemas relacionados à erosão.

Há ainda dispositivos especiais chamados de *chute blocks, baffle blocks e dentated sill* que foram criados para aumentar a eficiência das bacias de dissipação. No entanto, há registros de problemas de cavitação nos próprios blocos, podendo-se citar o caso da Usina Hidrelétrica Porto Colômbia, em que os blocos foram severamente comprometidos, exigindo sua remoção.

É neste contexto que se justifica o estudo de novas estruturas como os vertedouros providos de defletores diferenciais, vertedouros com colisão entre jatos, *flaring piers*, *slit buckets*, entre outros.

Em muitas barragens chinesas o leito do rio não é tão estreito, mas devido ao fato de terem sido construídas para usos múltiplos, não se dispõe do espaço necessário para a locação de todas as estruturas, obrigando os projetistas a diminuírem a estrutura dos órgãos de descarga. É o caso da barragem de Yantan, em que a casa de força, o elevador de barcos e o vertedouro foram implantados no mesmo alinhamento, dividindo o espaço disponível no leito do rio. Logo, o vertedouro necessitou ser projetado para descarregar uma grande vazão específica e, como solução, os *flaring piers* foram adotados para auxiliar na dissipação de energia.

Arranjos civis utilizando barragens de enrocamento com face de concreto obrigam a adoção de vertedouros em encostas. Como as barragens desse tipo têm

sido construídas com alturas cada vez maiores, os *slit buckets* têm sido utilizados. Cita-se como exemplo o vertedouro da usina hidrelétrica de Shuibuya, cuja barragem tem mais de duzentos metros de altura.

No Brasil, a utilização dessas soluções alternativas de conversão e dissipação de energia pode representar economia nas obras civis, principalmente, nos volumes de escavação e de concreto, necessitando-se, entretanto, confrontar esta economia com o acréscimo de outros custos.

Conforme apresentado, as estruturas de *flaring piers* e *slit buckets* podem propiciar aumento da segurança e durabilidade das barragens e seu entorno, permitindo ainda, economia nas estruturas de dissipação de energia e, talvez, a viabilização de aproveitamentos hidráulicos em sítios mais complexos.

1.5 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O presente estudo está organizado da seguinte forma:

- Revisão de Literatura

Inicialmente, há uma breve abordagem teórica a respeito do desempenho de vertedouros com salto de esqui e do processo erosivo provocado no leito do rio, com referência a exemplos clássicos.

A revisão da literatura segue com a definição dos *flaring piers* e *slit buckets*, caracterização da sua geometria, aplicação e efeito. Destaca-se que não foram encontrados critérios matemáticos para o dimensionamento e a avaliação da eficiência dessas estruturas. Logo, nesta fase tratou-se o assunto de forma conceitual, o que foi enriquecido com descrições e análises de obras em que essas estruturas estão sendo utilizadas.

- Metodologia

Foram descritas as principais características geométricas e de operação do vertedouro da Usina Hidrelétrica Mauá, cujo modelo hidráulico reduzido foi adaptado e utilizado nos ensaios comparativos entre os vertedouros com salto de esqui convencionais e os vertedouros providos de *flaring piers* e *slit buckets*. Descreveu-se a metodologia de ensaio e as características de cada estrutura ensaiada.

- Análise dos resultados

As características relevantes observadas em 36 dos 45 ensaios realizados foram apresentadas por meio da descrição do comportamento hidráulico e dos resultados da fossa de erosão formada.

Os ensaios realizados forneceram dados para a análise do comportamento hidráulico do escoamento dentro dos defletores e para a previsão da capacidade erosiva (profundidade máxima e volumes de material erodido e depositado) de cada estrutura. Baseando-se nesses resultados, foi possível indicar critérios para o dimensionamento hidráulico desses defletores e para a previsão da profundidade máxima de erosão devido à sua utilização.

O comportamento do jato efluente foi analisado de forma qualitativa, pois se dispunham apenas de medições do seu perfil longitudinal e, como será demonstrado adiante, os jatos efluentes dessas estruturas necessitam de uma análise tridimensional.

- Conclusão

Indica-se a melhor alternativa ensaiada, resumindo-se suas principais vantagens e os principais problemas ocorridos com as demais.

- Recomendações

Finalmente, são recomendadas diretrizes para novos estudos envolvendo a pesquisa de *flaring piers* e *slit buckets*.

2 REVISÃO DE LITERATURA

2.1 DESEMPENHO DE VERTEDOUROS

Segundo Schleiss & Bollaert (2002), a evolução atual do estado da arte tem permitido aumentar a descarga unitária de vertedouros. Os novos parâmetros de referência para a descarga unitária são:

- 200 a 300 m³/s/m para vertedouros providos de salto de esqui;
- 70 m³/s/m para vertedouros de ogiva não controlados, de barragens em arco;
- 120 m³/s/m para vertedouros de ogiva controlados, de barragens em arco;
- 300 a 400 m³/s/m para descarregadores de fundo devido às últimas tecnologias para comportas sob grandes pressões.

NEIDERT (1980) apresentou uma análise interessante onde foram quantificadas de forma aproximada a máxima quantidade de movimento e a máxima potência de diversos vertedouros brasileiros em operação. Esses dados foram plotados em função da vazão específica e da queda de projeto.

A seguir são apresentadas as equações para cálculo da máxima quantidade de movimento (QM) e máxima potência (N) e, da máxima quantidade de movimento específica (QM/w) e máxima potência específica (N/w), desconsiderando-se as perdas de carga.

$$QM = \rho \cdot U \cdot Q \quad (1)$$

$$\frac{QM}{w} = \rho \cdot U \cdot \frac{Q}{w} = \rho \cdot U \cdot q \quad (2)$$

$$N = \rho \cdot g \cdot H \cdot Q = \rho \cdot g \cdot \frac{U^2}{2g} \cdot Q \quad (3)$$

$$\frac{N}{w} = \rho \cdot g \cdot H \cdot \frac{Q}{w} = \rho \cdot g \cdot \frac{U^2}{2g} \cdot q \quad (4)$$

$$U = \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \quad (5)$$

$$q = \frac{Q}{w} \quad (6)$$

onde:

ρ= massa específica da água (1000 kg/m³);

g= aceleração da gravidade (9,81 m/s²);

Q= vazão de projeto do vertedouro (m³/s);

q= vazão específica de projeto do vertedouro (m³/s/m);

H= queda de projeto do vertedouro definida como a diferença entre os níveis do reservatório e de jusante na região de impacto do jato (m);

w= largura total do vertedouro (m) e

U= velocidade terminal (m/s)

O QUADRO 1 e o gráfico da FIGURA 1 são atualizações daqueles apresentados por NEIDERT (1980). Essa atualização visa fornecer um panorama sobre a tendência de aumento da máxima quantidade de movimento de alguns vertedouros de barragens construídas nos últimos anos, no Brasil e na China.

Obra		Q m³/s	H m	q m³/sm	b m	QM MN	QM/w MN/m	N MW
1	Furnas	13000	85,23	153,00	84,97	531,61	6,26	10858
2	Estreito	13000	51,09	155,50	83,60	411,59	4,92	6509
3	Funil (MD)	2700	84,50	117,90	22,90	109,94	4,80	2236
4	Porto Colômbia	16000	32,70	98,20	162,93	405,27	2,49	5127
5	Marimbondo	21400	76,56	131,30	162,99	829,40	5,09	16056
6	Itumbiara	16200	72,25	162,00	100,00	609,93	6,10	11470
7	Água Vermelha	20000	43,30	135,10	148,04	582,94	3,94	8487
8	Três Irmãos	9500	42,50	131,90	72,02	274,33	3,81	3957
9	Ilha Solteira	40000	68,50	140,40	284,90	1466,41	5,15	26852
10	Chavantes	3200	89,00	66,70	47,98	133,72	2,79	2791
11	São Simão	21400	65,80	154,50	138,51	768,91	5,55	13800
12	Volta Grande	12700	39,70	72,00	176,39	354,44	2,01	4941
13	Jaguara	14000	32,50	172,80	81,02	353,52	4,36	4459
14	Três Marias	8700	51,50	108,80	79,96	276,55	3,46	4391
15	Emborcação	7800	83,50	132,90	58,69	315,71	5,38	6383
16	Salto Santiago	24100	34,84	160,20	150,44	630,09	4,19	8229
17	Salto Osório I	15000	59,00	158,70	94,52	510,35	5,40	8673
18	Salto Osório II	12500	45,30	170,70	73,23	372,66	5,09	5549
19	Foz do Areia	11000	120,50	155,80	70,60	534,85	7,58	12990
20	Coaracy Nunes	10000	23,80	62,00	161,29	216,09	1,34	2332
21	Tucuruí	100000	44,00	180,00	555,56	2938,16	5,29	43120
22	Itaipu	62000	85,00	185,00	335,14	2531,92	7,55	51646
23	Campos Novos	18300	168,30	224,26	81,60	1051,58	12,89	30183
24	Mauá	7173	64,53	124,53	57,60	255,23	4,43	4536
25	Shuibuya[1] [2]	18280	171,00	261,14	70,00	1058,82	15,13	30634
26	Yantan[1] [3]	33400	60,40	209,60	159,35	1149,78	7,22	19770
27	Geheyan (medição)[1] [3]	13000	110,40	92,86	140,00	605,03	4,32	14065
28	Geheyan (projeto)[1] [3]	23900	108,30	170,71	140,00	1101,70	7,87	25366
28	Dongjiang[1] [2]	1810	152,14	90,50	20,00	98,89	4,94	2699
29	Dongfeng[1] [2]	2499	127,54	185,11	13,50	125,01	9,26	3123
30	Wuqiangxi I[1] [3]	26400	46,26	371,83	71,00	795,35	11,20	11968
31	Wuqiangxi II[1] [3]	24800	39,67	166,44	149,00	691,88	4,64	9641

QUADRO 1 - QUANTIDADE DE MOVIMENTO DE VERTEDOUROS

FONTE: ATUALIZAÇÕES FEITAS SOBRE A ANÁLISE DE NEIDERT (1980)

NOTAS:

1 Alguns autores adotam a largura (w) na seção mais contraída do defletor em fenda. Isto superestima a quantidade de movimento total dos vertedouros que utilizam essas estruturas, conduzindo a uma avaliação demasiadamente otimista da capacidade de dissipação de energia associada a estas estruturas.

2 Vertedouro provido de defletores em fenda.

3 Vertedouro provido de pilares alargados.

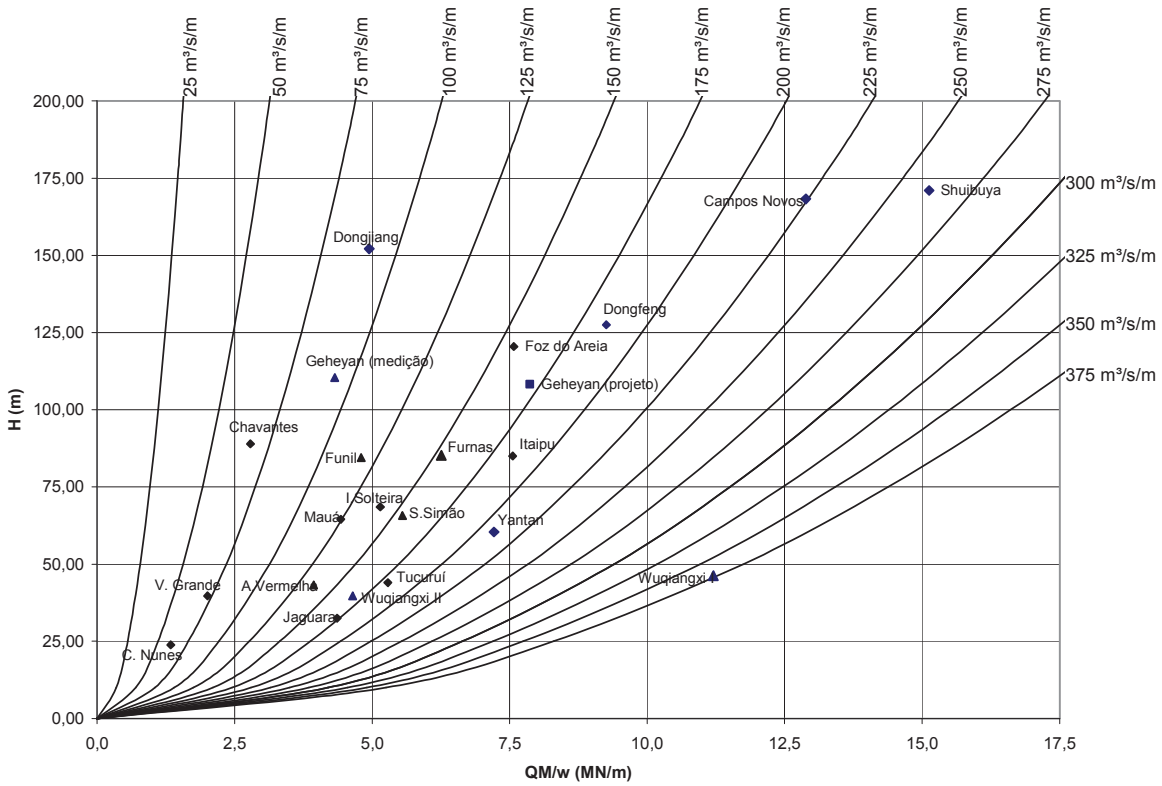


FIGURA 1 - QUANTIDADE DE MOVIMENTO DE VERTEDOUROS
FONTE: ATUALIZAÇÕES FEITAS SOBRE A ANÁLISE DE NEIDERT (1980)

2.1.1 Histórico de Problemas de Erosão

Um dos casos brasileiros mais conhecidos de erosão relacionada à vertedouros ocorreu durante a operação da UHE Jaguara, no rio Grande, na divisa dos estados de Minas Gerais e São Paulo. Segundo Pereira, Brito & Gonçalves (1985), foi desenvolvida uma fossa de erosão ao longo de toda a extensão do vertedouro, logo após a sua entrada em operação, em fevereiro de 1971. O ponto mais baixo dessa fossa atingiu 31,00 m de profundidade a partir da superfície rochosa, a menos de algum material solto nela depositado (FIGURA 2). Destaca-se que no início da operação o jato impactou diretamente sobre o maciço rochoso, levemente pré-escavado, sem nenhum colchão hidráulico amortecedor.

Quando o vertedouro era operado diferentes espécies de peixes ficavam aprisionadas nas locas formadas. Com o aumento da temperatura da água e conseqüente diminuição do oxigênio dissolvido esses peixes morriam. Este fato obrigou a empresa responsável a investir na construção de um grande canal para possibilitar a saída dos peixes.

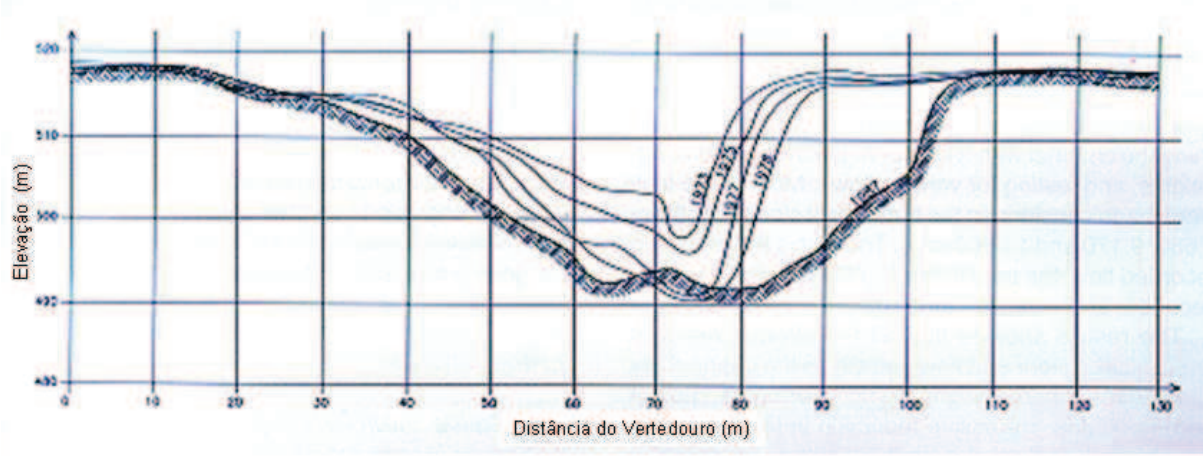


FIGURA 2 - FOSSA DE EROSÃO DA UHE JAGUARA
FONTE: CBDB (2002)

Outro caso semelhante ocorreu na barragem da UHE Salto Caxias, onde a operação do vertedouro provocou a formação de uma barra de blocos de rocha, o que obrigou a abertura de canais para evitar o aprisionamento de peixes.

Na UHE Estreito, no rio Grande, a operação do vertedouro ocasionou problemas com a formação de barra de blocos a jusante e erosão regressiva de aterro lateral ao vertedouro, conforme pode ser visto na FIGURA 3.

FIGURA 3 - EROSÃO DO ATERRO DO VERTEDOURO DA UHE ESTREITO
FONTE: http://www.ehr.ufmg.br/docsehr/posgrad186.pdf

2.1.2 Processo Erosivo devido a Jatos de Alta Velocidade

O processo de erosão devido a jatos de alta velocidade foi amplamente discutido em 2002 no evento chamado *The International Workshop on Rock Scour Due to High Velocity Jets*, realizado em Lausanne, na Suíça. Desse evento surgiu um livro editado por Schleiss & Bollaert (2002), em que são apresentados vários estudos sobre o tema, com diversos dados de medições realizadas em laboratório e protótipo.

Essa publicação descreve com detalhes o processo que ocorre com o jato efluente de um vertedouro após mergulhar no colchão de água de uma bacia de lançamento até provocar a erosão no leito rochoso (FIGURA 4). Essa descrição é feita sob os pontos de vista hidráulico e geotécnico.

Conforme cita o autor, a área transversal do jato que submerge aumenta conforme este avança no colchão de água. Esse aumento se deve à evolução da camada limite turbulenta. Nesta região são encontradas pressões bastante baixas. O

núcleo ainda não perturbado, por sua vez, diminui com o aumento da submergência e é região de ocorrência de pressões bastante altas.

O processo de erosão do leito rochoso pode ser dividido em duas etapas. Na primeira supõe-se que o leito já esteja fraturado. A oscilação de pressões causada pelo jato sobre o leito provoca a abertura de fraturas, processo denominado hidrofraturamento. Nessa etapa as fraturas próximas se estendem até se interceptarem. As pontes resistentes são rompidas por fadiga e o leito rochoso é dividido em blocos. Na segunda etapa o empuxo resultante da propagação das ondas de pressões através das fraturas interligadas ejeta esses blocos de rocha gerando a erosão.

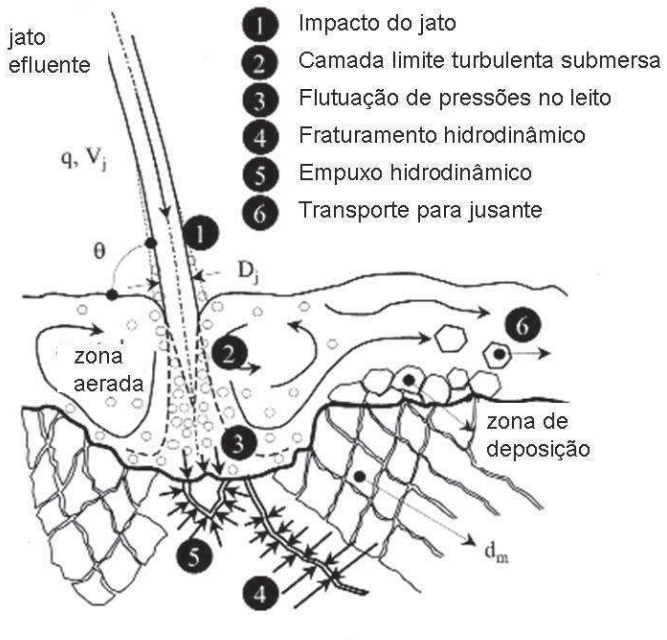


FIGURA 4 - PROCESSO DE EROSÃO DO LEITO ROCHOSO
FONTE: SCHLEISS (2002)

2.1.3 Profundidade Máxima de Erosão

A avaliação da profundidade máxima de erosão que pode ser esperada devido à operação de vertedouros pode ser avaliada pela equação clássica de Veronese (1937). Esta equação foi baseada em resultados de ensaios em modelo

reduzido com fundo móvel, utilizando-se material granular fino sem coesão. Logo, fornece um limite máximo da erosão esperada.

$$D = 1{,}9 \cdot q^{0,54} \cdot H^{0,225} \quad (7)$$

onde:

D= profundidade máxima de erosão medida a partir no nível de jusante (m)

q= vazão específica do vertedouro (m³/s/m)

H= queda do vertedouro, definida como a diferença entre os níveis do reservatório e de jusante, na região de impacto do jato (m);

Xia Yu-Chang cita como de uso corrente na China a seguinte equação:

$$D = K \cdot q^{0,5} \cdot H^{0,25} \quad (8)$$

onde:

K= 0,9 para rochas sólidas com fraturas e falhas pouco desenvolvidas;

K= 1,4 para rochas medianamente duras, com algum fraturamento;

K= 1,8 para rochas muito fraturadas e com falhas freqüentes.

A FIGURA 5 foi apresentada pelo Comitê Brasileiro de Grandes Barragens (CBDB) e relaciona 39 resultados de protótipos que permitem fazer uma análise interessante. Fazendo um confronto desses resultados com a fórmula de Veronese, observa-se que é possível estabelecer diferentes valores do coeficiente angular da equação linearizada de acordo com o tipo de rocha, como adotado na experiência chinesa.

Logo, para a fórmula base:

$$D = K \cdot q^{0,54} \cdot H^{0,225} \quad (9)$$

tem-se:

K= 0,7 para rochas muito resistentes (Foz do Areia e São Simão);

K= 1,2 para rochas com resistência média;

K= 1,5 para rochas menos resistentes (Tarbela), aluviões (Colbun) ou rochas com exposição longa a grandes vazões;

K= 1,9 valor limite para rochas muito frágeis como a encontrada na UHE Jaguara.

Segundo Pinto (1987), os resultados para as obras de São Simão e Foz do Areia sugerem a adoção do valor de 0,6.

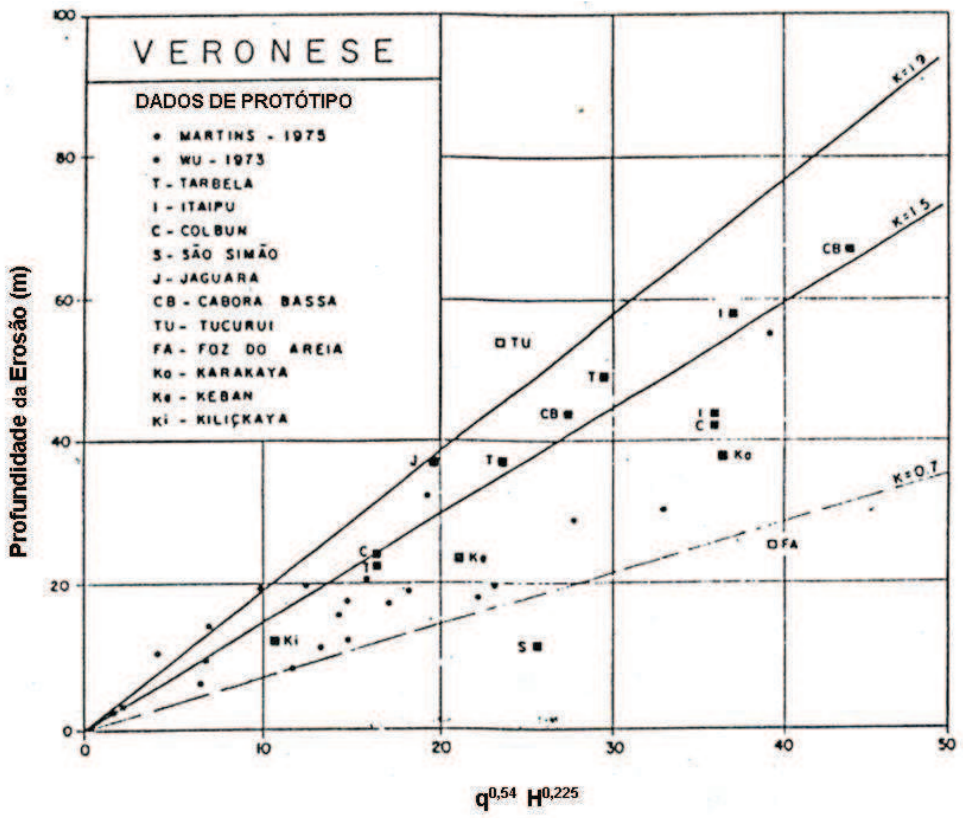


FIGURA 5 - PROFUNDIDADE DE EROSÃO EM PROTÓTIPOS
FONTE: PUBLICAÇÃO 03/96 CBDB

2.2 VERTEDOUROS PROVIDOS DE DEFLETORES EM FENDA E PILARES ALARGADOS

Segundo HUANG, ZHANG e DUAN (2006), há registro de que os portugueses estreitaram o final da calha do vertedouro da barragem de Cabril, em 1950, visando melhorar a eficiência na dissipação de energia desse vertedouro. Seguiram outras obras na Espanha e no Irã com características semelhantes. DODGE & MEFFORD (1990) citam um estudo realizado em 1953 para o vertedouro da barragem de Cleveland utilizando uma espécie de defletor provido de fendas.

O Centro de Hidráulica e Hidrologia Prof. Parigot de Souza (CEHPAR) adotou esse conceito recentemente nos vertedouros das barragens de Irapé, no Brasil, onde foram utilizados três túneis com pequena deflexão dos muros na estrutura de desemboque (FIGURA 6), e Paute Mazar, no Equador, onde foi adotado defletor do tipo salto de esqui com muros convergentes.

FIGURA 6 - VERTEDOURO DA BARRAGEM DE IRAPÉ
FONTE: CEHPAR (2009)

Na China, a preocupação com a questão da dissipação de energia dos vertedouros tem motivado o desenvolvimento, o projeto e a implantação de dispositivos especiais há quatro décadas.

Entre esses dispositivos estão os pilares alargados (*flaring piers*) e os defletores em fenda (*slit buckets*). O QUADRO 2 a seguir, foi elaborado com informações de GAO, LIU & GUO (2000) e GUO *et al.* (2006) de obras onde esses dispositivos foram implantados. São citados o nome da obra, o tipo da barragem, sua altura (Hb), o tipo do órgão de descarga, sua vazão de projeto (Q) e o desnível entre o reservatório e a borda do defletor (Hd).

Obra	Tipo de Barragem	Hb (m)	Hd (m)	Q (m^3/s)	Tipo de Vertedouro
Pilares Alargados					
Geheyan	Arco de concreto a Gravidade	151	-	17.060	Vertedouro de superfície
Ankang	Concreto a Gravidade	128	-	37.000	Vertedouro de superfície
Dachaoshan	Concreto Compactado com Rolo	115	-	23.800	Vertedouro em degraus
Wuqiangxi	Concreto a Gravidade	84,5	-	55.962	Vertedouro de superfície
Yantan	Concreto a Gravidade	76	60,40	32.760	Vertedouro de Superfície
Shuidong	Concreto Compactado com Rolo	57	-	8.232	Vertedouro em degraus
Defletores em Fenda					
Shuibuya	Enrocamento com Face de Concreto	234	171,00	15.243	Rápido
Hongjiadu	N/A	182	-	6.996	Rápido
Longyangxia	Arco de Concreto a Gravidade	178	-	2.247*	Rápido
Dongfeng	Arco de Concreto	162	77,78	1.080*	Descarregadores intermediários
Dongjiang	Arco de Concreto	157	99,25	1.450*	Rápido
Lijiaxia	Arco de Concreto	155	113	2.155*	Descarregador na ombreira
Geheyan	Arco de Concreto a Gravidade	151	77,1	1.013*	Descarregadores intermediários
Xibeikou	N/A	95	78,89	2.233*	Rápido
Nanyi	Concreto a Gravidade	-	-	-	Vertedouro de superfície
Xiongdu	Arco de Concreto	-	-	-	Descarregador

QUADRO 2 - BARRAGENS COM PILARES ALARGADOS E DEFLETORES EM FENDA
FONTE: GAO, LIU & GUO (2000) E GUO ET AL. (2006)

NOTAS: * VAZÃO TOTAL DE UM VÃO; N/A – NÃO APRESENTADO

Nos rios da China, a combinação de grandes vazões com vales estreitos e íngremes, os quais são comumente chamados de gargantas (FIGURA 7), obrigou o projeto de barragens com vertedouros de alta queda e elevada vazão específica. Somem-se a isso condições geológicas nem sempre favoráveis como

carste[1], xisto, etc. e tem-se uma situação bastante severa. Logo, os chineses desenvolveram dispositivos de dissipação de energia diferentes dos convencionais, propostos por instituições ocidentais renomadas como o *Bureau of Reclamation* e o *Army Corp of Engineers*.

FIGURA 7 - SÍTIO DO APROVEITAMENTO HIDRELÉTRICO DE TODING
FONTE: http://en.msdi.cn/upload_pictures/20090427224327712.jpg

A expressão *flaring piers* significa pilares alargando. Na verdade, trata-se dos pilares que delimitam os vãos dos vertedouros controlados por comportas. O referido alargamento ocorre na direção do escoamento, no trecho final dos pilares. Com esse alargamento da seção dos pilares a área disponível para passagem do escoamento é estreitada, gerando ondas de choque opostas que se chocam, modificando a seção transversal do jato, incorporando ar e melhorando a distribuição do seu impacto sobre o leito do rio. A conseqüência positiva dessas alterações é a

[1] Carste ou Carso ou ainda Karst, também conhecido como relevo cárstico ou sistema cárstico, é um tipo de relevo geológico caracterizado pela dissolução química (corrosão) das rochas, que leva ao aparecimento de uma série de características físicas, tais como cavernas, dolinas, vales secos, vales cegos, cones cársticos, rios subterrâneos, canhões fluviocársicos, paredões rochosos expostos e lapiás. O relevo cárstico ocorre predominantemente em terrenos constituídos de rocha calcária, mas também pode ocorrer em outros tipos de rochas carbonáticas, como o mármore e rochas dolomíticas.

diminuição na erosão ocasionada pela operação do vertedouro. Quando este estreitamento é implantado no final da calha, sobre a concha do defletor do tipo salto de esqui, ele é chamado de *slit bucket*.

Em contrapartida aos benefícios da aplicação dessas estruturas, deve-se citar a ocorrência freqüente de um fenômeno chamado “atomização”, quando ocorre a pulverização do escoamento de alta velocidade, gerando uma névoa na região próxima, assunto que será mais bem discutido na página 59. A precipitação do volume pulverizado provoca efeitos severos, tais como deslizamento de encostas, bloqueio de acessos e alagamento de casas de força.

2.2.1 Defletores em Fenda (*Slit Buckets*)

Neste vertedouro, o estreitamento da seção é feito por meio de deflexões ou alargamentos dos trechos finais dos muros que delimitam a calha. Na sua maioria, essas calhas terminam em salto de esqui e a contração é implantada neste trecho (FIGURA 8). Devido a sua característica geométrica o *slit bucket* foi definido no presente estudo como defletor em fenda.

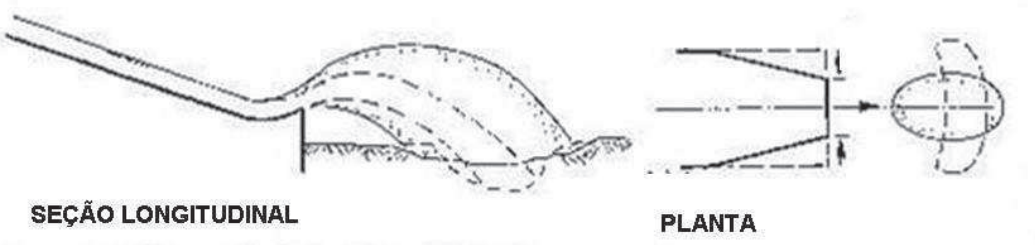


FIGURA 8 - PLANTA E SEÇÃO LONGITUDINAL DOS DEFLETORES EM FENDA
FONTE: GUO (2006)

Como mencionado anteriormente, os defletores em fenda foram utilizados pela primeira vez na barragem de Cabril (FIGURA 9), em 1950, por portugueses. Depois foram utilizados na Espanha e no Iran, mas não há informações detalhadas sobre a experiência nesses países. Segundo GUOBING (2006), na China foram utilizados pela

primeira vez na usina hidrelétrica de Dongjiang. Após o sucesso do seu emprego nessa obra, foram adotados nos projetos de Longyangxia e Dongfeng, buscando otimização, e depois implantados em diversos projetos de barragens chinesas.

FIGURA 9 - VISTA DE JUSANTE DA BARRAGEM DE CABRIL
FONTE: www.flickr.com/photos/antonio_sardinha/4401948963

2.2.1.1 Geometria

Em geral, os defletores em fenda são utilizados em combinação com salto de esqui. A geometria desses defletores está ilustrada na FIGURA 10.

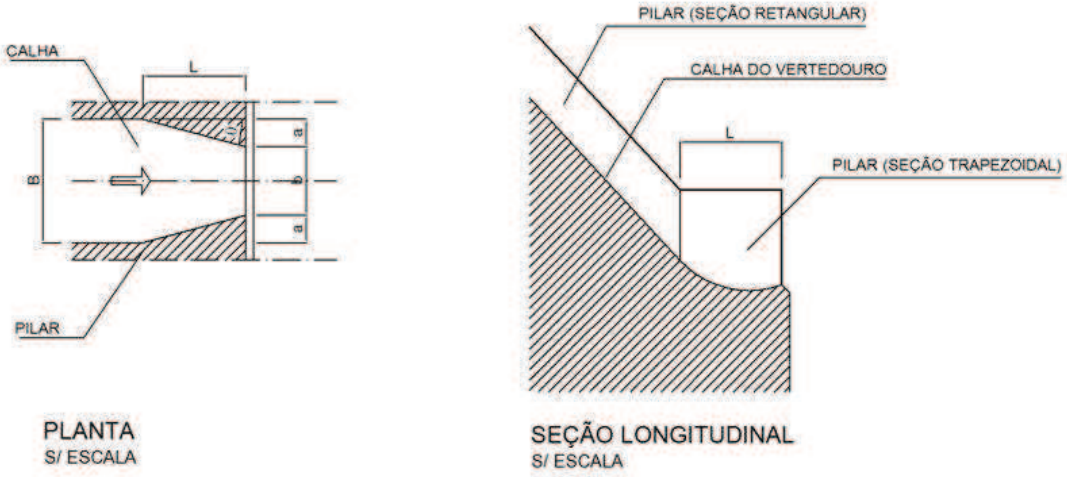


FIGURA 10 - GEOMETRIA DOS DEFLETORES EM FENDA

Os principais parâmetros geométricos dessa estrutura são:

$$\eta = \frac{b}{B} \tag{10}$$

$$a = \frac{B - b}{2} \tag{11}$$

$$\theta = arctg\left(\frac{a}{L}\right) \tag{12}$$

onde:

B: Largura original da calha (m);

b: Largura da calha na seção mais estreita da contração (m);

a: Deslocamento da aresta vertical do muro ou pilar decorrente da deflexão (m);

L: Comprimento do trecho de contração da calha (m);

η: Razão de contração (adimensional ou percentual);

θ: Ângulo de deflexão (graus).

Esta estrutura deve propiciar rápida contração para mudar a direção do fluxo com a elevação, conforme afirmam GAO, LIU & GUO (2000). O ângulo vertical de lançamento deve estar entre -10º e +45°. A seção tr ansversal da estrutura pode ser retangular, em formato de “Y”, “V” simétrica, ou “V” assimétrica e a razão de contração está normalmente entre 1/6 e 1/3.

Segundo GUOBING, QIUXIA & WENGANG (2006), para o projeto da usina hidrelétrica de Shuibuya foram comparados em modelo reduzido arranjos de três e cinco defletores, com razões de contração variando entre 0,2 e 0,4, e ângulos de lançamento de -10º, 0º e + 10º, tendo sido adotado o arranjo com cinco defletores com razão de contração entre 0,20 e 0,25.

Os defletores em fenda podem estar localizados também em descarregadores no corpo de barragens, como nas usinas hidrelétricas de Dongfeng e Geheyan. A FIGURA 11 mostra esta barragem durante a sua construção, com um dos descarregadores intermediários, provido de defletor em fenda, em operação durante a fase de desvio do rio.

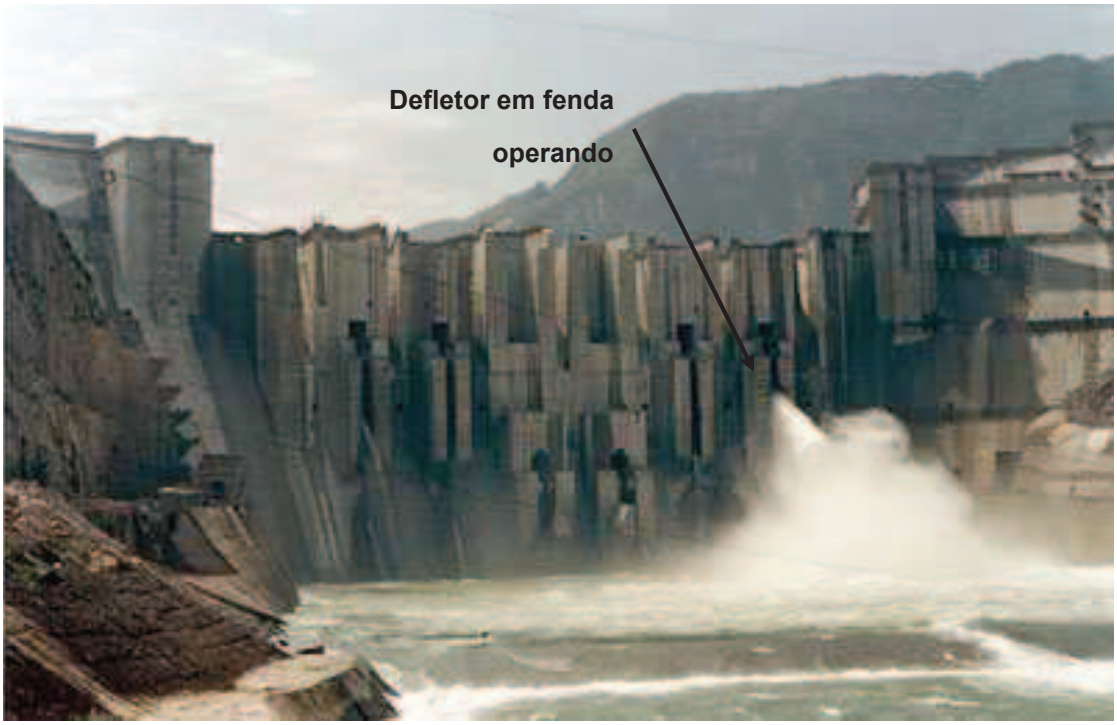


FIGURA 11 - BARRAGEM DE GEHEYAN DURANTE A CONSTRUÇÃO
FONTE: http://www.gzbgj.com/english/article.asp?id=471

2.2.1.2 Aplicação e Efeito

GAO, LIU & GUO (2000) afirmam que o uso de defletores em fenda ocasiona uma dispersão longitudinal e vertical do jato, o qual assume o aspecto de um rabo de galo com grande incorporação de ar e dissipação de energia.

Segundo GUOBING, QIUXIA & WENGANG (2006), este defletor é indicado para descarregadores de grande capacidade, em vales estreitos e com grandes quedas. Após entrar na seção contraída, a superfície da água se eleva devido ao impacto do fluxo de alta velocidade contra os muros, enquanto o fluxo avança, assumindo uma seção

transversal que é rasa no centro e profunda nas bordas. A diferença entre o nível do fluxo adjacente aos muros e o nível do fluxo na região de confluência das ondas de choque aumenta progressivamente e o ar é, então, sugado para dentro da cavidade formada e transportado para o corpo do jato. Ao mesmo tempo, o ângulo entre os perfis superior e inferior da lâmina de água aumenta após o defletor, espalhando o fluxo verticalmente, o que aumenta a aeração por turbulência, tendo como conseqüência uma melhor dissipação de energia e uma diminuição da erosão no leito do rio.

GAO, LIU & GUO (2000) citam que este dispositivo é indicado para vales estreitos e tem alta eficiência na dissipação de energia, reduzindo a erosão causada para algo entre 1/3 e 2/3 da erosão original. Indicam este tipo de dissipador para vertedouros de médias e altas quedas, especialmente, para vales estreitos.

A estrutura deve ser utilizada para escoamentos com número de Froude maior que 3,5 ou 4,0 e pode ser aplicada em vertedouros com rápidos (Shuibuya), vertedouros em túnel (Cabril) ou descarregadores de fundo (Geheyan).

2.2.1.3 Obras em que foi utilizado

No projeto da usina de Shuibuya, a barragem tem 234 m de altura, tendo o vertedouro 171 m de queda e 18.280 m³/s de vazão para as condições de projeto, o que resulta em 31.000 MW de potência máxima. Entre os fatores agravantes estão as condições geológicas desfavoráveis e o vale estreito, entre 80 e 100 m, sendo dividido ainda com as obras de desvio do rio e canal de fuga, conforme informado por GUOBING, QIUXIA & WENGANG (2006). Os autores citam que os métodos convencionais de dissipação de energia por ressalto hidráulico e salto de esqui não atingiriam os requisitos de eficiência, segurança e economia, por isso, partiu-se para a utilização de defletores em fenda.

Segundo informações do *site* da empresa HYDROCHINA ZHONGNAN, a barragem de Dongfeng está em área de carste com altas montanhas, configurando gargantas profundas e ombreiras bastante inclinadas. Essas condições topográficas e geológicas dificultaram o projeto e a construção deste aproveitamento hidrelétrico, sendo que a solução adotada para o vertedouro, conforme citado por GAO, LIU & GUO (2000), incluiu a descarga por túnel com defletor em fenda na extremidade.

2.2.1.3.1 Dongjiang

A barragem de Dongjiang possui vertedouro nas duas margens, sendo o da margem direita hidráulica constituído por duas calhas providas de defletores em fenda (FIGURA 12).

FIGURA 12 - BARRAGEM DE DONGJIANG
FONTE: http://en.msdi.cn/showarticle.aspx?id=129

GAO, LIU & GUO (2000) citam que as inclinações dessas calhas (V:H) são diferentes, sendo de 0,961:1,000 para a calha da esquerda e 0,643:1,000 para a calha da direita.

Os defletores em fenda estão na mesma elevação e têm ângulo de lançamento nulo. O comprimento da contração é de 30 m divididos em dois trechos iguais, com ângulos de deflexão de montante e jusante medindo 4°45'49" e 9°27'44", respectivamente. A largura final é de 2,5 m, correspondendo a uma razão de contração de 0,25. O desnível entre o nível normal do reservatório e a superfície do defletor é de 91 m (FIGURA 13).

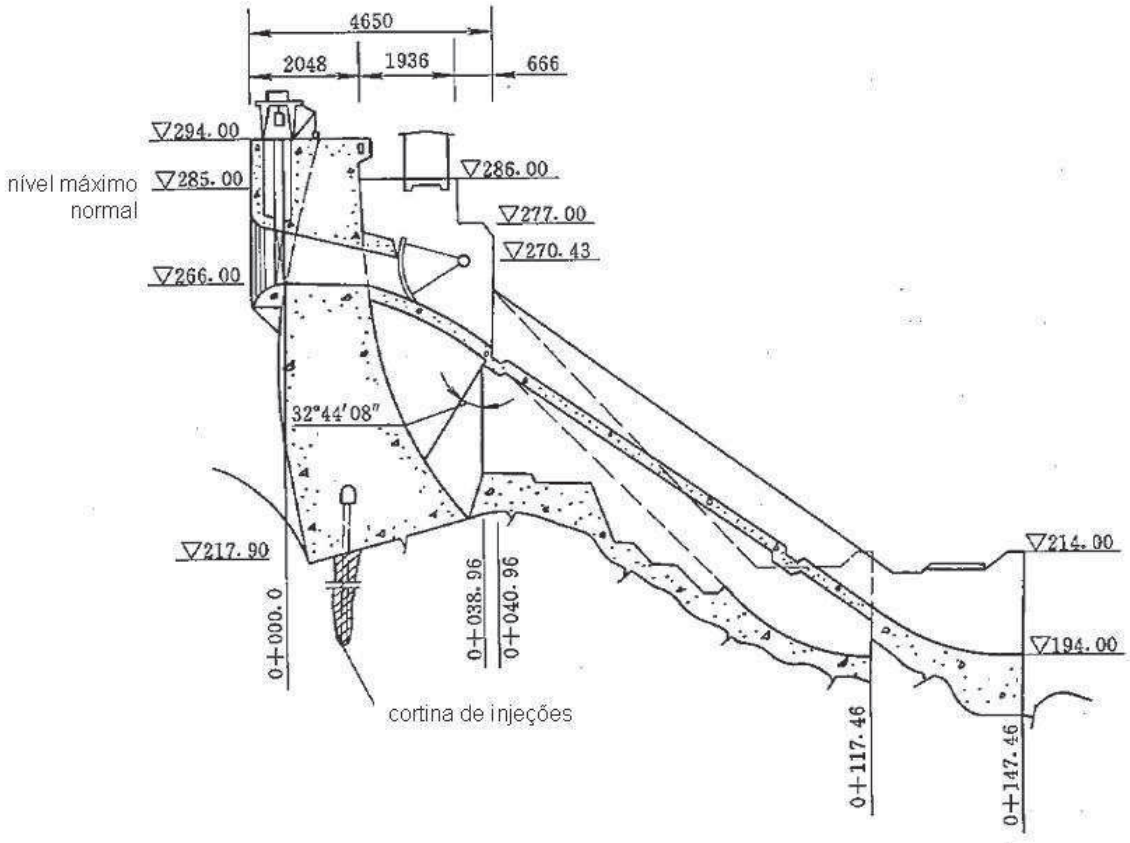


FIGURA 13 - VERTEDOURO DE DONGJIANG
FONTE: GAO, LIU & GUO (2000)

Segundo os autores, os resultados relacionados a dissipação de energia foram muito bons e a erosão verificada no leito do rio e nas ombreiras foi reduzida significativamente, garantindo uma folga de 10 m para a profundidade máxima prevista

no leito do rio. Os resultados positivos foram atribuídos à boa dispersão do jato e à alta eficiência na dissipação de energia. Citam, entretanto, que as vazões descarregadas não atingiram a vazão de projeto e que o tempo de operação ainda é curto.

Houve pequena vibração nos muros laterais ocasionadas pela sua grande altura e pela alta velocidade do escoamento. Para minimizar esse problema foi construída uma viga de travamento entre os muros. Resultados de medições posteriores indicaram que o máximo deslocamento horizontal dos muros foi menor no vertedouro provido de defletores em fenda do que no vertedouro convencional da outra margem. As calhas dos vertedouros são providas também de aeradores a fim de evitar a cavitação.

Resultados sobre a atomização mostraram que os resultados não foram diferentes dos obtidos com defletores convencionais. Houve uma região de pequena precipitação na entrada do túnel de acesso, mas sem interrupção do tráfego. A casa de força e a subestação também estão livres de problemas causados pela atomização.

As medições de protótipo mostraram que houve boa correspondência com os resultados de ensaios em modelo, tais como capacidade de descarga, forma do jato, concentração de ar e erosão.

2.2.1.3.2 Dongfeng

GAO, LIU & GUO (2000) citam que o arranjo deste aproveitamento utiliza uma solução combinada dos órgãos de descarga constituída por vertedouro de superfície mais três descarregadores intermediários. Os três vãos do vertedouro de superfície estão na elevação 967,0 m e são equipados com comportas planas medindo 11,0 m x 7,0 m cada. Os maiores descarregadores de fundo estão de cada

lado equipados com comportas radiais de 5,0 m x 6,0 m. O menor situa-se no centro medindo 3,5 m x 4,5 m. Todos estão na elevação 890,0 m. Nestes descarregadores foram utilizados defletores em fenda. Embora o autor não cite a razão de contração utilizada, a mesma foi inferida a partir das figuras apresentadas no texto como 0,57.

A FIGURA 14 mostra o corte longitudinal destes descarregadores. Embora tenha sido referenciada pelos autores como da barragem de Dongjiang, acredita-se que seja da barragem de Dongfeng, pois a barragem de Dongjiang não possui descarregadores no corpo da barragem.

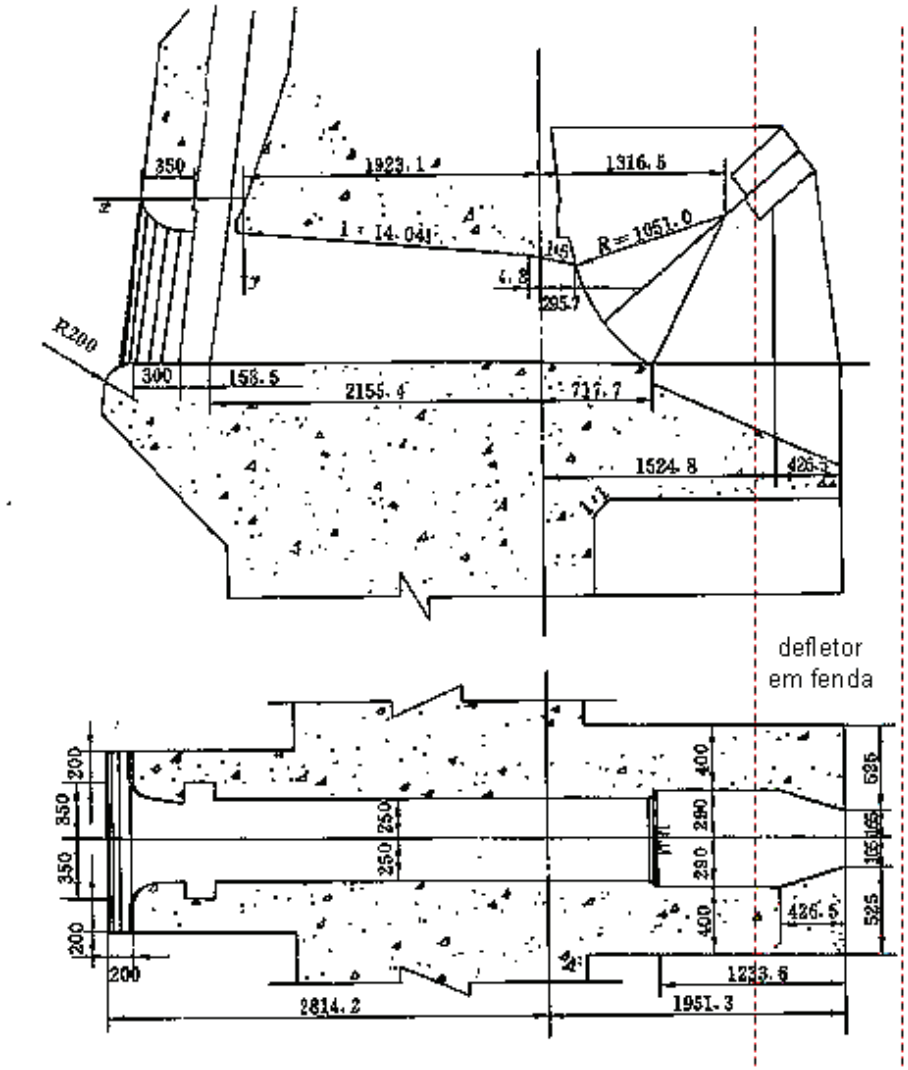


FIGURA 14 - DESCARREGADOR INTERMEDIÁRIO DE DONGFENG
FONTE: GAO, LIU & GUO (2000)

As conclusões apresentadas foram as seguintes:

- O escoamento tem forma dispersa, o que é mais evidente no protótipo do que no modelo reduzido;
- Não foram detectados danos na laje de proteção devido à operação de um único descarregador intermediário, mesmo com baixo nível de jusante;
- Há vibração nos muros guias, resultante da flutuação de pressões gerada pelo impacto do escoamento contra esses muros;
- A adoção de rebaixo na estrutura e tubulações de aeração promoveu boa entrada de ar no entorno do jato, mas isso não evitou danos devido a cavitação;
- A pressão no muro guia do descarregador intermediário foi diminuída com a adoção de uma inclinação descendente para o defletor, ao invés de horizontal;
- A área de atomização atingida pelo descarregador intermediário foi de aproximadamente 150 m de comprimento. A máxima precipitação observada foi de 4.063 mm/h. Devido a esse fato, os autores recomendam que o fluxo seja direcionado para o leito do rio, de outra forma, os taludes naturais deverão ser protegidos.

2.2.2 Pilares Alargados (*Flaring Piers*)

Nessa estrutura, os pilares ou muros que delimitam os vãos do vertedouro sofrem alargamentos que se iniciam a jusante da ogiva e se prolongam linearmente até suas extremidades. A diferença entre esta estrutura e a anterior é que, nesta, o trecho de contração do escoamento termina ainda no início da calha, propiciando que uma série de alterações importantes na forma do escoamento ocorram antes do seu lançamento.

Piers significa “pilares” e *flaring* significa “alargando” ou “que se alargam”, logo, a expressão *flaring piers* significa pilares alargando. Os pilares aos quais esta expressão se refere são aqueles que delimitam os vãos dos vertedouros controlados por comportas. O alargamento do pilar é implantado na direção do escoamento, no sentido de montante para jusante, conforme mostra a FIGURA 15.

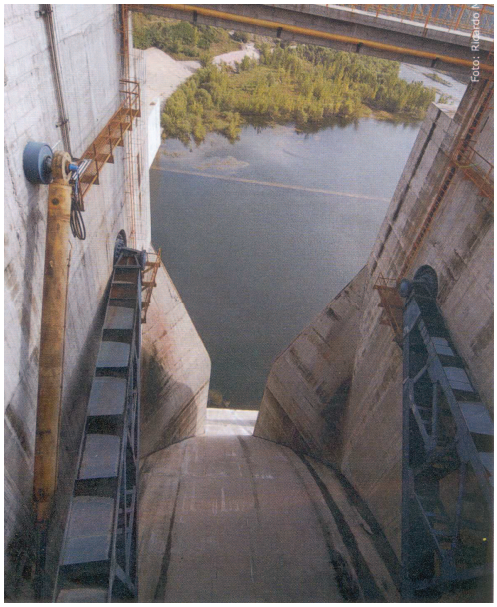


FIGURA 15 - PILARES ALARGADOS NA BARRAGEM DE TAOLINKOU

De fato, ao se deslocar na direção e sentido do escoamento percebe-se que esses pilares estão alargando (FIGURA 16), no entanto, acredita-se que a expressão “pilares alargados” represente com mais clareza este dispositivo.

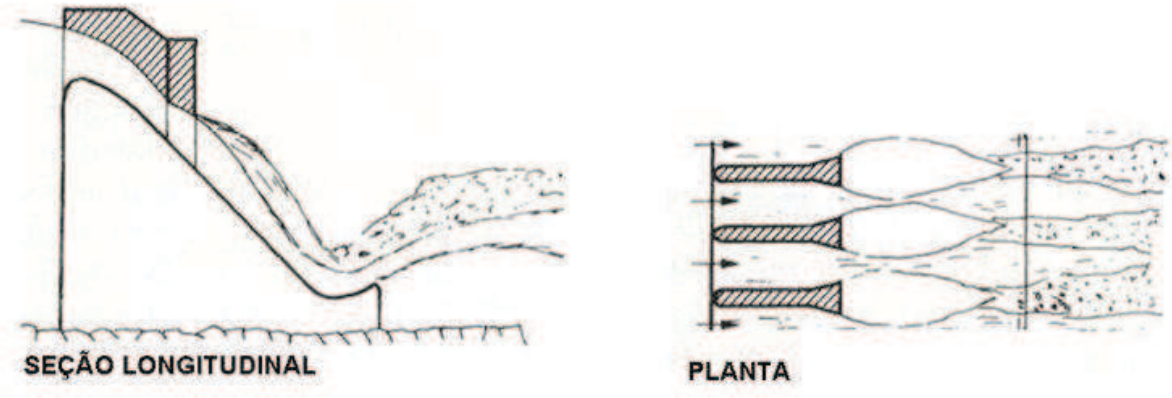


FIGURA 16 - VERTEDOURO PROVIDO DE PILARES ALARGADOS
FONTE: GUO (2006)

O uso dos pilares alargados está sempre associado a uma ou mais estruturas de dissipação convencionais, propostas pelo *U.S. Bureau of Reclamation* ou *Army Corp of Engineers,* tais como salto de esqui e bacia de dissipação.

Segundo GAO, LIU & GUO (2000), esta é a grande inovação e estado da arte da engenharia chinesa e tem sido estudada sistematicamente desde 1970.

2.2.2.1 Geometria

Os principais parâmetros geométricos que caracterizam os pilares alargados, mostrados na FIGURA 17, são os mesmos definidos para os defletores em fenda (pg. 33).

Essas estruturas situam-se, normalmente, a jusante da ogiva de vertedouros de superfície e, portanto, seu fundo tem inclinação descendente. A seção transversal pode ter formato retangular, em “Y” ou “V”, simétrica ou não. A razão de contração pode variar entre 0,3 e 0,7.

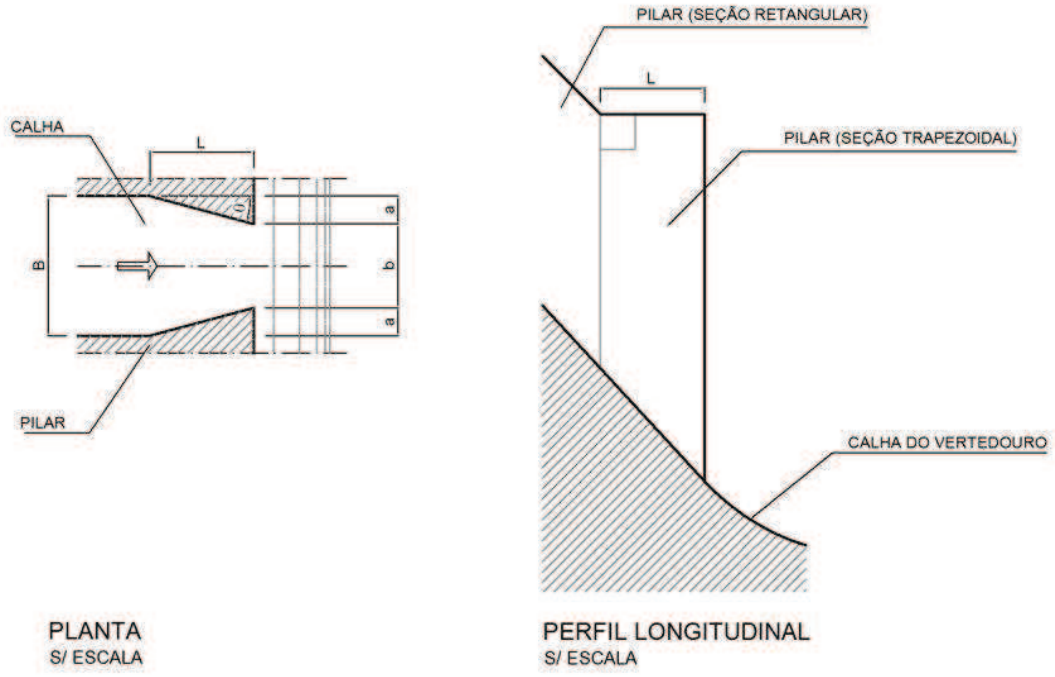


FIGURA 17 - GEOMETRIA DOS PILARES ALARGADOS

2.2.2.2 Aplicação e Efeito

Segundo GAO, LIU & GUO (2000), uma das características dos aproveitamentos hidrelétricos chineses são as elevadas vazões específicas devido ao fato dos rios serem encaixados em vales muito estreitos.

Conforme apresentação de *slides* de GUO (2006), este dispositivo, chamado de *flaring pier gate* é indicado para vazões específicas entre 200 e 300 m³/s/m, tem padrão de escoamento tridimensional e alta eficiência na dissipação de energia. O autor cita que o comprimento da bacia de dissipação no projeto de Ankang foi reduzido em aproximadamente 1/3 com a adoção desse tipo de estrutura.

A implantação dos pilares alargados ocorre sempre em associação com outras estruturas. Essas associações alteram o escoamento e melhoram o processo de dissipação de energia em relação às estruturas convencionais. No presente estudo identificou-se as seguintes combinações:

- Pilares alargados com salto de esqui;
- Pilares alargados (submersos ou não) com bacia de dissipação;
- Pilares alargados com descarregadores de fundo e bacia de dissipação;
- Pilares alargados com calha em degraus e bacia de dissipação.

Além dos tipos citados, há casos de vertedouros cuja área da calha sofre contrações com outras formas geométricas, algumas vezes assimétricas com a finalidade de distribuir melhor a área de impacto do jato, ou com jatos colidindo devido à utilização de calhas convergentes, ou ainda, jatos de vertedouros concorrentes com jatos de descarregadores de fundo.

2.2.2.2.1 Pilares Alargados com Salto de Esqui

Conforme citado, os pilares alargados podem ser utilizados nos vertedouros dotados de salto de esqui. Neste caso, o efeito dos pilares alargados se estende pela calha, desenvolvendo uma lâmina de água bastante aerada para, então, ser lançada.

Segundo GAO, LIU & GUO (2000) foram adotados algumas vezes na China partindo de vertedouros de superfície. Na barragem de Geheyan foram adotados com razão de contração de 25%, combinados com descarregadores intermediários e bacia de lançamento.

De acordo com CAIHUAN, GUOBING & YUANMING (2002), devido ao fato do formato do descarregador promover um estreitamento gradual, o jato efluente adquire uma forma alongada longitudinalmente, dispersando-se completamente no ar, formando ressaltos tridimensionais afogados dentro da bacia de lançamento e, portanto, fornecendo bons resultados na dissipação de energia.

Os autores citam que, conforme estudos experimentais para o vertedouro da barragem de Geheyan, além de consumirem bastante energia no ar, os jatos efluentes de pilares alargados carregam rolos de ar para dentro da bacia de lançamento, resultando em uma expansão abrupta de volume, o que é favorável à dissipação energia.

2.2.2.2.2 Pilares Alargados com Bacia de Dissipação

As bacias de dissipação podem ser precedidas de pilares alargados. Neste caso o alargamento dos pilares ocorre ao longo da calha do vertedouro e seu efeito se estende para a bacia de dissipação.

GAO, LIU & GUO (2000) afirmam que o processo de dissipação de energia em uma estrutura que utiliza pilares alargados combinados com bacia de dissipação inicia com a contração rápida do escoamento na região de alargamento do pilar,

tornando-se estreito e bastante concentrado ao longo do vertedouro. Então, é formado o ressalto hidráulico tridimensional ou ressalto submerso com nível de jusante apropriado. São gerados vórtices fortes e turbulentos com diferentes tamanhos e uma grande quantidade de ar incorporado. Uma grande parcela de energia cinética presente no fundo é transformada por meio das forças viscosas. O nível dentro da bacia é elevado, aumentando, consequentemente, a dissipação de energia.

2.2.2.2.3 Pilares Alargados com Descarregadores de Fundo e Bacia de Dissipação

Os pilares alargados também podem ser combinados com descarregadores de fundo intercalados e bacia de dissipação, fornecendo boa dissipação de energia mesmo tendo uma maior concentração de energia, desde que a área de impacto, o ângulo do defletor e a capacidade da bacia de dissipação sejam adequadamente projetados.

2.2.2.2.4 Pilares Alargados com Calhas em Degraus e Bacia de Dissipação

Os pilares alargados podem ainda ser combinados com calhas em degraus, construídas com a técnica de concreto compactado com rolo (CCR). Os benefícios dessa associação são as facilidades construtivas do CCR e a eficiência na dissipação de energia para pequenas vazões.

Devido à possibilidade de erosão por cavitação, a queda e a vazão são limitantes no projeto dos vertedouros em degraus. A associação com pilares alargados promove um maior arraste de ar possibilitando um aumento da vazão unitária. Esta associação também auxilia nos casos onde a profundidade a jusante é pequena.

GAO, LIU & GUO (2000) dividiram o escoamento desse tipo de solução em três regiões:

- zona de dispersão longitudinal devido ao efeito dos pilares alargados;
- zona principal de dissipação de energia na curta bacia de dissipação;
- zona de transição (60 à 70 m a jusante da bacia de dissipação).

A FIGURA 18, apresentada por GUO *et al.* (2006), mostra em detalhes o padrão do escoamento e o processo de aeração na barragem de Dachaoshan, que combina pilares alargados com calha em degraus. Observa-se que o primeiro degrau tem duas vezes a altura dos demais, promovendo melhor aeração e, portanto, mitigando os problemas relacionados a cavitação.

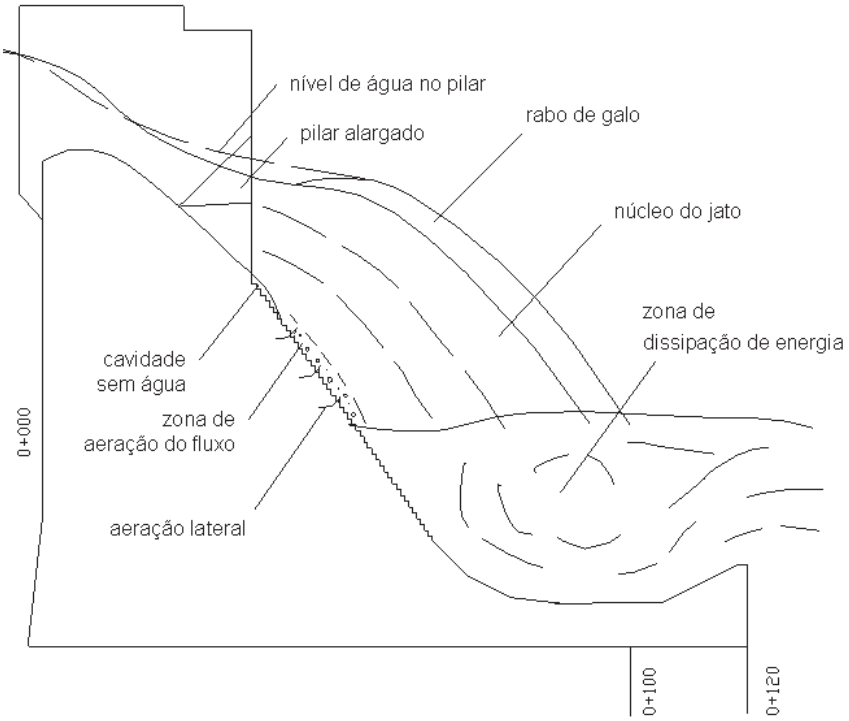


FIGURA 18 - ESCOAMENTO E AERAÇÃO NA BARRAGEM DE DACHAOSHAN
FONTE: GUO ET AL. (2006)

2.2.2.3 Obras em que foi utilizado

Segundo GUO *et al.* (2006), a primeira obra no mundo a utilizar pilares alargados foi a barragem de Panjiakou, mas foi na barragem de Ankang que essa solução provou sua eficácia para, então, ser adotada em outros projetos.

2.2.2.3.1 Geheyan (Pilares Alargados com Salto de Esqui)

Geheyan é um aproveitamento hidráulico para usos múltiplos, situado no rio Qiangjiang, na província de Hubei, na China (FIGURA 19). Entre os principais usos está a geração de energia promovida por quatro unidades geradoras de 300 MW instaladas na margem direita. Outra facilidade constitui-se de um elevador de barcos de dois estágios situada na margem esquerda, conforme citam CAIHUAN, GUOBING & YUANMING (2002).

A barragem tem altura de 151 m e sua base está entre 110 e 180 m de distância de uma região de contato entre calcário e xisto, com características litológicas fracas e baixa resistência à erosão, sendo a velocidade máxima admissível para o escoamento de 3,5 m/s.

As soluções convencionais como lançamento do jato por meio de vertedouros de superfície ou bacia de dissipação, se utilizadas, atingiriam essa região, e a solução com descarregadores no corpo da barragem, por sua vez, implicaria na convergência dos jatos, concentrando energia. Por isso, foram adotados pilares alargados assimétricos combinados com bacia de lançamento. A assimetria foi imposta de forma a direcionar os jatos paralelamente ao eixo do rio, evitando assim efeitos indesejáveis na bacia.

Os órgãos de descarga foram projetados para descarregar uma vazão de 21.900 m³/s, com o reservatório na elevação 202,8 m, o que corresponde à uma cheia com tempo de recorrência de 1.000 anos, e verificados para a vazão de 23.900 m³/s, com o reservatório na elevação 204,7 m, o que corresponde à uma cheia com tempo de recorrência de 10.000 anos. A bacia de lançamento, por sua vez, foi projetada para uma vazão de 13.000 m³/s, com o reservatório na elevação 202,0 m, o que corresponde à cheia centenária, e verificada para o evento milenar.

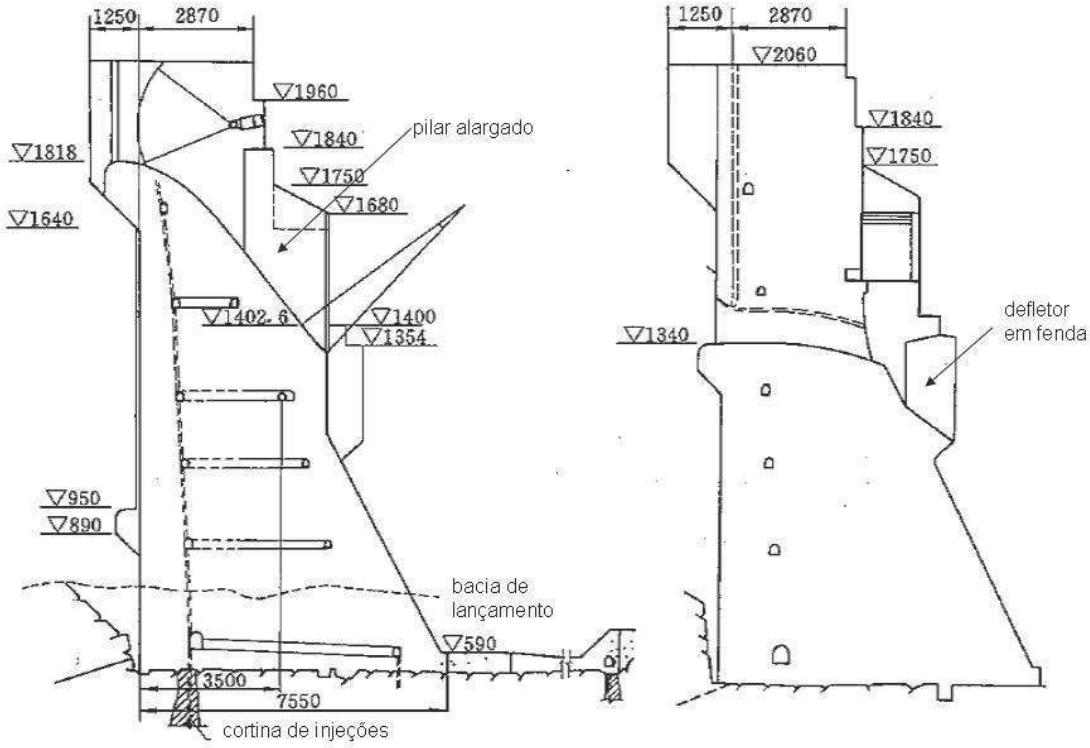


FIGURA 19 - BARRAGEM DE GEHEYAN
FONTE: GAO, LIU & GUO (2000)

Segundo GAO, LIU & GUO (2000), a barragem de concreto é do tipo gravidade em arco, locada num vale estreito e assimétrico. A composição dos órgãos de descarga foi a seguinte:

- Sete vertedouros de superfície operados por comportas medindo 12 x 18,2 m, com crista na elevação 181,8 m, providos de pilares alargados assimétricos com razão de contração de 0,25. A capacidade de descarga dessa estrutura é de 17.060 m³/s;
- Quatro descarregadores intermediários dispostos na região central, com seção retangular inclinada para jusante variando de 6,1 x 10,6 m, na seção da tomada de água, que está na elevação 134 m, até 4,5 x 6,5 m, na seção do desemboque, e providos de defletores em

fenda com razão de contração de 0,44, resultando em fendas com 2 m de largura. A capacidade de descarga destas estruturas é de 7.000 m³/s;

- Dois descarregadores de fundo dispostos na região central, com tomada de água na elevação 95 m, utilizados para a ocasião de esvaziamento do reservatório e providos de defletores oblíquos especiais.

A bacia de lançamento, com fundo na elevação 58 m, mede 150 m de comprimento por 140 m de largura e é revestida por uma camada de concreto com 4 m de espessura. A ensecadeira de jusante foi mantida e alteada para a elevação 82 m. Há ainda uma segunda bacia com comprimento de 55 m, seguida de uma laje de proteção com 48 m.

CAIHUAN, GUOBING & YUANMING (2002) citam que nos estudos experimentais, quando a vazão atingiu 7.100 m³/s, ou mesmo 17.060 m³/s, os sete jatos consumiram bastante energia no ar e carregaram rolos de ar para dentro da bacia de lançamento, resultando em uma expansão abrupta de volume e boa dissipação de energia. Consequentemente, o padrão de correntes foi bom e a erosão no leito do rio foi superficial. A pressão resultante do impacto na bacia foi de apenas 40 kPa.

Os pilares alargados assimétricos promoveram uma boa dispersão resolvendo o problema de concentração de energia causado pela forma da barragem. Outrossim, os descarregadores intermediários, providos de defletores em fenda promoveram efeito notável de dissipação de energia, o que resultou em pressões de apenas 10 kPa na zona de impacto da bacia.

A maior descarga efetuada pela estrutura foi de 7.900 m³/s com reservatório na elevação 199,24 m e duração total de 133,5 h. Já em julho de 1997, ocorreu

cheia com tempo de recorrência de 100 anos, quando se realizaram medições do padrão de escoamento, níveis de água, velocidades e distribuição de pressões, as quais mostraram boa correlação com os resultados obtidos do modelo.

Segundo GAO, LIU & GUO (2000), os engenheiros concluíram que a disposição física das estruturas e dos dissipadores foi adequada. No entanto, afirmaram que a dispersão lateral do jato no protótipo é maior que no modelo reduzido, sugerindo certas limitações na operação dos vãos laterais. Recomendaram, inclusive, a continuidade dos estudos a fim de se definir um espaçamento lateral mínimo em relação a outras estruturas para projetos futuros.

Não há registro de cavitação ou outros danos relacionados aos dissipadores com contrações assimétricas. As condições de dissipação e o padrão de escoamento na bacia de lançamento confirmaram os resultados de testes em modelo reduzido. Apenas o efeito de atomização foi mais severo no protótipo do que no modelo.

CAIHUAN, GUOBING & YUANMING (2002) afirmam que após a cheia catastrófica de 1998 as estruturas de descarga mantiveram-se íntegras e o leito do rio sofreu apenas erosão superficial. A bacia foi então, esvaziada e inspecionada encontrando-se pequenos danos no seu fundo, podendo ter sido ocasionados por material remanescente da construção.

2.2.2.3.2 Ankang (Pilares Alargados com Bacia de Dissipação)

Ankang, construída na metade dos anos 70, é uma barragem de concreto a gravidade e possui altura máxima de 128 m. A descarga de projeto do vertedouro é de 31.500 m³/s, com verificação para 37.000 m³/s. As vazões específicas resultantes são de 187 m³/s/m e 254 m³/s/m, respectivamente.

Essa barragem situa-se num trecho curvo do rio, constituído por rocha com baixa resistência à erosão. A largura disponível no rio era de 200 m, mas devido à implantação da casa de força na margem direita o espaço para a estrutura do vertedouro foi reduzido, exigindo um aumento no comprimento da bacia de dissipação para seu funcionamento adequado. No entanto, o fato do sistema de desvio do rio já estar construído impossibilitava esse aumento. Dessa forma, optou-se por associar pilares alargados a bacia de dissipação, mantendo-se seu comprimento original.

Os principais problemas encontrados durante a operação deste vertedouro, citados por GAO, LIU & GUO (2000), foram a ocorrência de pequena atomização e erosão na laje da bacia de dissipação, sendo que as causas deste último foram atribuídas a problemas de construção.

Conforme já citado, após a experiência positiva de Ankang, os pilares alargados começaram a ser adotados em diversas obras chinesas.

2.2.2.3.3 Yantan (Pilares Alargados com Defletor Submerso e Bacia de Dissipação)

GAO, LIU & GUO (2000) citam que os sete vãos do vertedouro de Yantan têm seção “Y” e medem 15,0 x 22,5 m. A crista do vertedouro está na elevação 202 m e o fundo da bacia de dissipação está na elevação 147,5 m (FIGURA 20). A descarga máxima é de 32.768 m³/s, calculada para um tempo de recorrência de 5.000 anos.

A gama de vazões descarregadas foi de 3.000 até 15.000 m³/s, sendo 14.760 m³/s a vazão correspondente a um tempo de recorrência de 10 anos. As observações foram realizadas no ano de 1996 com o reservatório entre os níveis de 218,32 e 219,42 m. No entanto, as máximas descargas registradas alcançaram apenas a metade da capacidade total e ainda com o nível de água 4 m abaixo do máximo previsto.

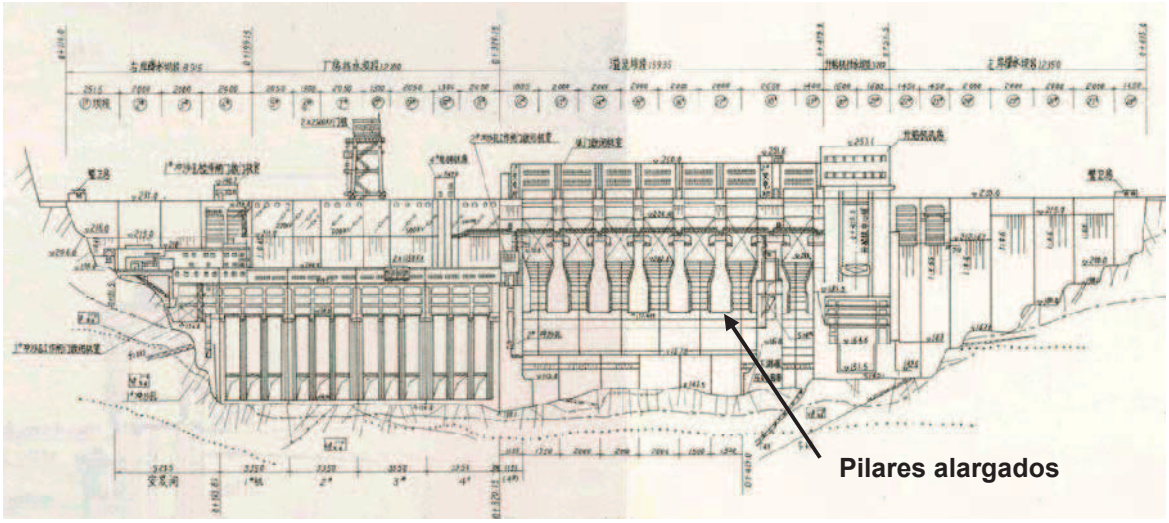


FIGURA 20 - ELEVAÇÃO FRONTAL DA BARRAGEM DE YANTAN
FONTE: http://www.chinawater.net.cn/icold2000/st-c4-01.html

Sobre essas observações de operação, os autores comentaram o seguinte:

- o padrão de escoamento com a formação de ressaltos tridimensionais difere bastante do padrão de ressalto hidráulico das bacias convencionais;
- a velocidade de fundo é reduzida rapidamente de 30 m/s para 13 m/s com dissipação de energia bastante eficiente;
- o ponto de interseção das ondas de choque ocorre fora da estrutura dos pilares, sendo que a vibração induzida pelo escoamento nos pilares alargados deve-se, principalmente, a flutuação de pressões que ocorre na camada limite turbulenta;
- houve erosão devido à abrasão em uma grande área, variando entre 2 e 5 cm de espessura e danos por cavitação foram encontrados após inspeção em 1994. Após procedimentos de recuperação realizados em 1995 não ocorreram novos danos; e
- houve atomização para pequenas e médias descargas, sem efeitos prejudiciais para as estruturas próximas.

2.2.2.3.4 Wuqiangxi (Pilares Alargados com Descarregadores de Fundo e Bacia de Dissipação)

GAO, LIU & GUO (2000) citam que no projeto de Wuqiangxi foram utilizados pilares alargados associados à bacia de dissipação no vertedouro de três vãos da direita hidráulica (FIGURA 21) e, pilares alargados associados à descarregadores de fundo e bacia de dissipação, no vertedouro de seis vãos da esquerda hidráulica (FIGURA 22).

Esses vertedouros dispõem de comportas radiais medindo 19 x 23 m e a razão de contração dos pilares alargados é de 0,368. Com relação aos descarregadores de fundo, são em número de cinco, instalados entre os vãos do vertedouro de superfície (FIGURA 23). A elevação da tomada de água nesses dispositivos é de 67,0 m, os quais têm seção transversal medindo 3,5 x 7,0 m na saída e são providos de comportas radiais. A concha defletora tem raio de 20 m, inclinação de 45° e saída na elevação 69,5 m. A bacia de dissipação tem 120 m de extensão com fundo na elevação 42,0 m. Soleiras do tipo Rehbock foram instaladas no final da bacia, tendo elevações de 46,0 e 51,0 m. Uma laje de proteção de 50 m de extensão foi instalada no final, com declividade ascendente de 0,1 m/m.

A bacia de dissipação do vertedouro do lado direito ficou pronta em 1991. Os autores descreveram os efeitos das cheias ocorridas entre 1993 e 1996, sendo que as máximas descargas registradas foram de 26.800 m³/s e 22.000 m³/s, em 1993 e 1994, respectivamente. Dois blocos da soleira da bacia do lado direito foram levados pelo fluxo e 100 m² de uma camada de concreto do fundo da bacia com espessura entre 20 e 55 cm foi arrancada. Após reparos houve nova cheia, em 1995, com descarga de 26.800 m³/s sem ocorrerem danos.

Já em 1996, a cheia afluente foi de 40.000 m³/s, mas a descarga foi limitada a 26.400 m³/s, de modo a proteger a região a jusante da barragem, o que obrigou a uma sobrelevação de 5,26 m em relação a elevação 108,00 m, prevista para descarga de cheias. Além disso, o nível de jusante estava 5,89 m abaixo do nível previsto para a descarga de projeto (67,0 m). Essa condição ocasionou uma séria erosão nessa bacia, medindo entre 13 e 36 m de profundidade (FIGURA 21).

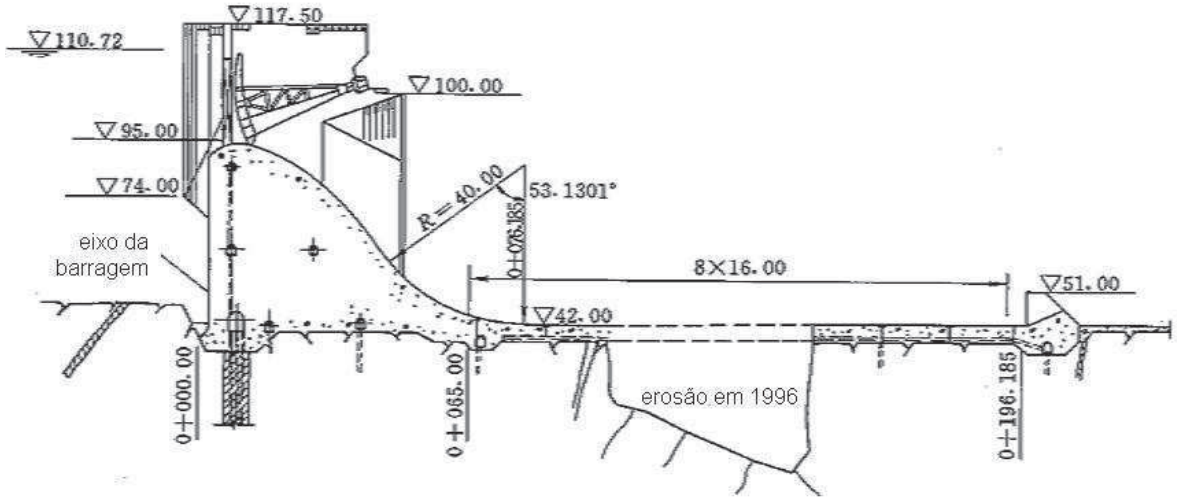


FIGURA 21 - VERTEDOURO DA MARGEM DIREITA DE WUQIANGXI
FONTE: GAO, LIU & GUO (2000)

Os autores atribuem os danos aos seguintes fatos:

- vazões acima dos valores previstos no projeto;
- operação irregular dos vertedouros por ainda não estarem concluídos;
- problemas construtivos.

A bacia de dissipação do vertedouro do lado esquerdo, por sua vez, operou com uma vazão de 24.800 m³/s para uma cheia afluente de 34.000 m³/s em 1995. Os níveis de montante e de jusante foram de 106,69 e 67,02 m, respectivamente. Houve um dano de abrasão superficial em uma área de 11.000 m².

Novamente, os autores atribuíram os danos ao fato do vertedouro não estar concluído e a outros problemas construtivos.

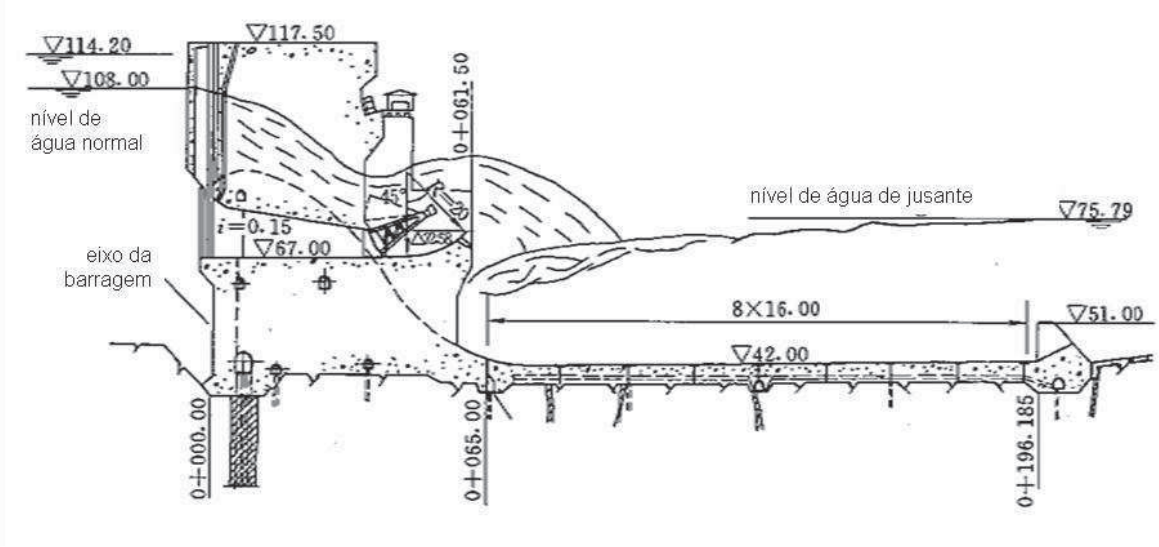


FIGURA 22 - VERTEDOURO DA MARGEM ESQUERDA DE WUQIANGXI
FONTE: GAO, LIU & GUO (2000)

Após os reparos, quando houve a grande cheia de 1996, esse vertedouro operou e foram constatados somente poucos danos superficiais por abrasão, diferentemente do ocorrido com o vertedouro do lado direito. No entanto, os autores não citam com que vazão esse vertedouro operou durante essa cheia.

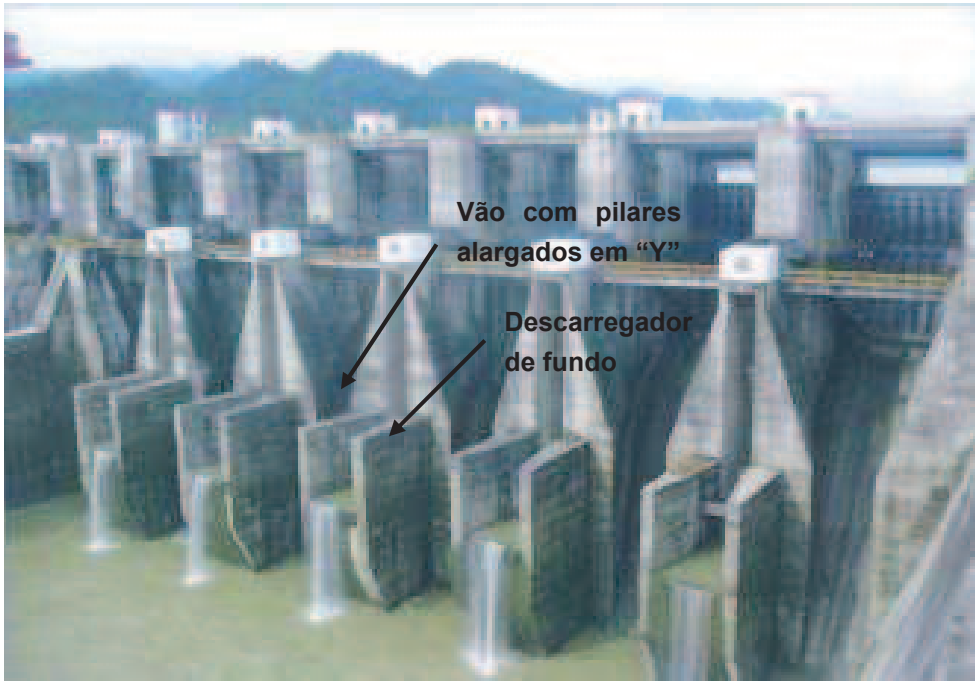


FIGURA 23 - PILARES ALARGADOS E DESCARREGADORES DE FUNDO
FONTE: http://en.msdi.cn/showArticle.aspx?id=40

2.2.2.3.5 Shuidong (Pilares Alargados com Calhas em Degraus e Bacia de Dissipação)

Segundo GAO, LIU & GUO (2000), a solução de pilares alargados associados à calha do vertedouro em degraus foi utilizada pela primeira vez no projeto de Shuidong. Essa barragem tem 57 m de altura e possui vertedouro de quatro vãos providos de comportas de 15 x 15 m. As vazões para os tempos de recorrência de 100 anos e 1.000 anos são de 6.010 e 8.232 m³/s, respectivamente. Não foi utilizado concreto na bacia de dissipação devido às boas características do leito do rio.

Durante a construção, em 1994, ocorreu uma cheia com tempo de recorrência de 100 anos, com nível do reservatório 0,29 m acima do nível de projeto, pois a comporta do lado esquerdo ainda não podia ser aberta. O nível de água de jusante estava abaixo do previsto para uma cheia com tempo de recorrência de 50 anos. Ocorreu descarga de 1.500 m³/s em cada um dos três vãos operacionais, mais 700 m³/s naquele vão que não podia ser aberto, totalizando 5.200 m³/s de vazão defluente e 100 m³/s/m de vazão específica.

Os autores afirmam que não houve danos na estrutura ou na bacia de dissipação relacionados à abrasão ou cavitação e fizeram as seguintes considerações a respeito da combinação de pilares alargados com calhas em degraus:

- Há boa dissipação de energia e o comprimento da bacia de dissipação pode ser reduzido para 0,8 a 1,0 vezes a altura da barragem;
- Os pilares alargados asseguram a aeração da calha e, portanto, previnem danos por cavitação; e
- A resistência à erosão na bacia de dissipação depende, primeiramente, da sua integridade, depois, da resistência do material.

2.2.3 Problemas Envolvendo Defletores em Fenda e Pilares Alargados

Na descrição das obras onde os defletores em fenda e pilares alargados foram adotados, GAO, LIU & GUO (2000) citam problemas ocorridos durante a fase de operação, os quais podem ser agrupados em três tipos principais:

- Vibrações nas estruturas; e
- Atomização

Foram citados também problemas de erosão em bacias de dissipação, mas analisando-se as considerações sobre suas causas não se pode afirmar que sejam decorrentes da utilização de defletores em fenda ou pilares alargados. Os casos citados devem-se, principalmente, a condições de operação não previstas, problemas construtivos e materiais deixados dentro da bacia de dissipação durante a obra.

Os problemas de vibrações nas estruturas e atomização, por sua vez, estão diretamente relacionados aos defletores em fenda e pilares alargados e têm preocupado os engenheiros chineses. Os itens a seguir descrevem esses problemas e as soluções adotadas.

2.2.3.1 Esforços Dinâmicos nas Estruturas

GAO, LIU & GUO (2000) recomendam que se disponha de escoamento com número de Froude maior que 4,0, a montante dos defletores em fenda, para sua utilização. Mas alertam para o caso do número de Froude ser muito alto, situação em que uma séria onda de choque pode ocorrer dentro do defletor. Para solucionar esse problema recomendam que se ajuste a largura da calha.

Ainda a respeito das ondas de choque, os autores afirmam que no vertedouro da barragem de Yantan, o ponto de interseção dessas ondas ocorre a jusante da estrutura dos pilares alargados, sendo que a vibração induzida pelo escoamento nesses pilares

deve-se, principalmente, a flutuação de pressões que ocorre na camada limite turbulenta.

Esse relato fornece duas informações importantes a respeito do projeto de defletores em fenda e pilares alargados. A primeira diz respeito ao ponto de encontro das ondas de choque, o qual deve ocorrer fora da estrutura, de forma a reduzir pressões excessivas. A segunda sugere que a ocorrência de flutuação de pressões é ao mesmo tempo um problema comum e preocupante em estruturas desse tipo.

De fato, conforme citado anteriormente, houve problemas de vibrações excessivas nos muros guias dos defletores em fenda dos vertedouros das barragens de Dongjiang e Dongfeng. Na primeira, a solução adotada foi a construção de uma viga de travamento entre esses muros. Na segunda diminuiu-se o efeito da flutuação de pressões com a adoção de uma inclinação descendente para a calha do defletor, ao invés de horizontal.

2.2.3.2 Atomização

A palavra “atomização” vem do verbo atomizar que significa transformar um corpo em partículas extremamente tênues, borrifar ou pulverizar.

GAO, LIU & GUO (2000) citam que a atomização é um fenômeno físico que ocorre quando um jato fluido incorpora ar e se mistura com ele, promovendo durante sua queda pulverização, dispersão e borrifos. Citam ainda que os borrifos constituem-se na maior fonte de atomização.

Na FIGURA 24, o processo de atomização está separado em quatro fases:

- Jato de água;
- Zona de borrifos do escoamento;
- Zona de precipitação; e
- Zona de nebulosidade.

FIGURA 24 - ZONAS DE ATOMIZAÇÃO
FONTE: GAO, LIU & E GUO (2000)

É importante ressaltar que a atomização não é efeito exclusivo dos vertedouros providos de defletores em fenda ou pilares alargados. Vertedouros que utilizam outras formas de dissipação de energia e mesmo os vertedouros providos de salto de esqui convencional geram atomização (FIGURA 25).

Segundo apresentação de *slides* proferida por GUO (2006), na zona de impacto com o leito está a maior fonte de pulverização. Nessa apresentação, o autor cita que a atomização ocasionou sérios problemas durante descargas efetuadas nos anos 70 em diversas barragens chinesas, bloqueando acessos, interrompendo a operação de subestações e causando deslizamentos de encostas.

GAO, LIU & GUO (2000) relatam que no aproveitamento hidrelétrico de Huanglongtan, onde foram utilizados defletores diferenciais, houve forte chuva ocasionada por atomização, cobrindo toda área do empreendimento. As conseqüências compreenderam o alagamento da casa de força, que atingiu 3,9 m de altura, e um curto-circuito na linha de alta tensão que obrigou a interrupção da operação da casa de força por 49 dias.

Por sua vez, a barragem de Longjyangxia, provida de defletores em fenda, sofreu movimentação da encosta devido à atomização, obrigando a realização de escavações para remoção de materiais vulneráveis a deslizamentos e construção de reforços.

FIGURA 25 - ATOMIZAÇÃO VERIFICADA NO VERTEDOURO DE ITAIPU

A atomização pode causar ainda congelamento de linhas de transmissão e de pistas de rodovias em regiões muito frias.

A título de comparação, citam-se no QUADRO 3 alguns eventos de atomização ocorridos em barragens chinesas dotadas de vertedouros com defletores em fenda, pilares alargados, e outros dispositivos.

Barragem	Altura da Barragem (m)	Estrutura Causadora da Atomização	Queda medida (m)	Descarga medida (m³/s)	Características Pluviométricas			Região de Abrangência da Atomização			Danos
					Índice Pluviométrico (mm/h)	Distância da Barragem (m)	Altura (m)	x (m)	y (m)	z (m)	
Ankang (1)	128	5 vertedouros de superfície 5 descarregadores intermediários	66	9800	40	-	-	1000 a 1500	300 a 500	100 a 300	-
Dongjiang (2)	157	vertedouro com rápido	135	2846	1000 a 1894	250 a 300	-	540 a 570	200 a 300	-	Blocos de rochas se soltaram afetando a comunicação nas margens
Dongfeng (2)	173	descarregador esquerdo descarregador central descarregador direito vertedouro com rápido túnel	123 127	989 522 998 2597 1926	907 2902 4063 1851 1260	150 150 150 - -	-	934 830 695 1110 896	101 120 108 286 220	-	Forte chuva afetou a estabilidade dos taludes, com queda de blocos e tempestade sobre o acesso
Lijiaxia (2)	165	descarregador esquerdo descarregador direito	110	400 466	400 100	280 260	200	200	> 100	> 200	Deslizamento de talude a jusante
Wujiangdu (3)	165	1 vertedouro 4 vertedouros 1 túnel	130	6200	100 a 250 687 105 a 178	230 80 a 450 400	--	> 500	> 300	> 300	Ombreira foi lavada resultando em queda de blocos
Ertan (4)	240	5 vertedouros de superfície 3 descarregadores intermediários	178	7748	2071	169	--	1500	1200	--	Séria erosão

QUADRO 3 - OBSERVAÇÕES DE ATOMIZAÇÃO EM PROTÓTIPOS

FONTE: GAO, LIU & GUO (2000)

NOTAS:

(1) VERTEDOURO PROVIDO DE PILARES ALARGADOS
(2) VERTEDOURO PROVIDO DE DEFLETORES EM FENDA
(3) VERTEDOURO PROJETADO PARA SEPARAÇÃO DE JATOS
(4) VERTEDOURO PROJETADO PARA COLISÃO DE JATOS

Segundo GAO, LIU & GUO (2000), o problema de atomização tem preocupado os engenheiros chineses e motivado muitas pesquisas na área. Esses estudos resultaram nas seguintes conclusões:

- A área de atomização, sua forma e intensidade são dependentes de fatores como a vazão efluente, queda, tipo de dissipador, profundidade do colchão de água a jusante, condições geográficas e meteorológicas;
- A maior fonte de atomização são os borrifos, cuja altura pode alcançar a altura do jato efluente, e o nevoeiro, que pode subir mais alto que a própria barragem;
- De uma forma geral, a máxima intensidade da chuva aumenta com a vazão descarregada e a queda;
- A precipitação aumenta junto a encostas íngremes;
- A precipitação é maior se o vento natural sopra na mesma direção do vento gerado pela descarga.

Se em planta for traçado o eixo do escoamento efluente dos defletores e a partir dele forem traçadas linhas a 45° dos dois lados e uma terceira linha perpendicular ao escoamento passando pela borda do defletor, têm-se quatro regiões distintas:

- As linhas laterais formam um triângulo para jusante, cuja região sofrerá forte atomização e suas conseqüências;
- Entre as linhas de montante e de jusante, que formam o triângulo, há duas regiões laterais sujeitas a menor atomização, onde podem ser locadas estruturas sem grandes conseqüências;

- A montante da linha perpendicular ao escoamento, há uma região que não será afetada por atomização.

Outros efeitos decorrentes da atomização, citados pelos autores, são:

- Vento gerado pelo jato, com velocidades intensas ao ponto de ocasionarem danos nas estruturas; e
- Forte chuva, estendendo-se por certa distância a jusante e afetando as estruturas no caminho.

3 METODOLOGIA

Para avaliar a eficácia e a eficiência da implantação de pilares alargados e defletores em fenda foram realizados ensaios em modelo hidráulico reduzido. Para tanto, escolheu-se o modelo reduzido da Usina Hidrelétrica (UHE) Mauá, construído pelo CEHPAR/LACTEC para o Consórcio Energético Cruzeiro do Sul, o qual teve seu vertedouro adaptado para os ensaios dos dispositivos citados.

Essa usina está sendo construída no rio Tibagi, entre os municípios de Telêmaco Borba e Ortigueira, no Estado do Paraná e terá uma potência instalada de 361 MW. O modelo hidráulico reduzido utiliza o critério de semelhança de Froude, sendo 1:100 a sua escala geométrica.

A seguir são descritas as principais características da barragem e do vertedouro desse aproveitamento hidrelétrico, bem como do modelo reduzido utilizado. Os dados apresentados estão em dimensões de protótipo, salvo onde indicado em contrário.

3.1 PROTÓTIPO

A barragem da UHE Mauá será do tipo à gravidade, em concreto compactado com rolo, tendo 85 m de altura na seção mais alta e quase 700 m de comprimento na crista. O nível máximo normal do reservatório foi fixado na elevação 635,00 m. A face de montante será vertical e a de jusante terá inclinação de 1:0,75 (V:H). No pé da barragem foi prevista a construção de um canal para restituição da vazão das adufas do sistema de desvio do rio e um canal menor para restituição da vazão ecológica, a qual será aproveitada por uma usina complementar.

Cerca de 500 m a jusante do barramento situa-se a Usina Hidrelétrica Presidente Vargas, construída na década de 50, cuja barragem constitui-se de uma soleira livre ocupando praticamente todo o leito do rio.

O vertedouro da UHE Mauá terá quatro vãos controlados por comportas segmento medindo 16,00 m de altura por 11,40 m de largura, com soleira na elevação 619,00 m (FIGURA 26). O raio dessas comportas será de 19,00 m, estando o munhão posicionado na elevação 627,00 m, 22,45 m a jusante da crista. Os pilares terão 4,00 m de largura.

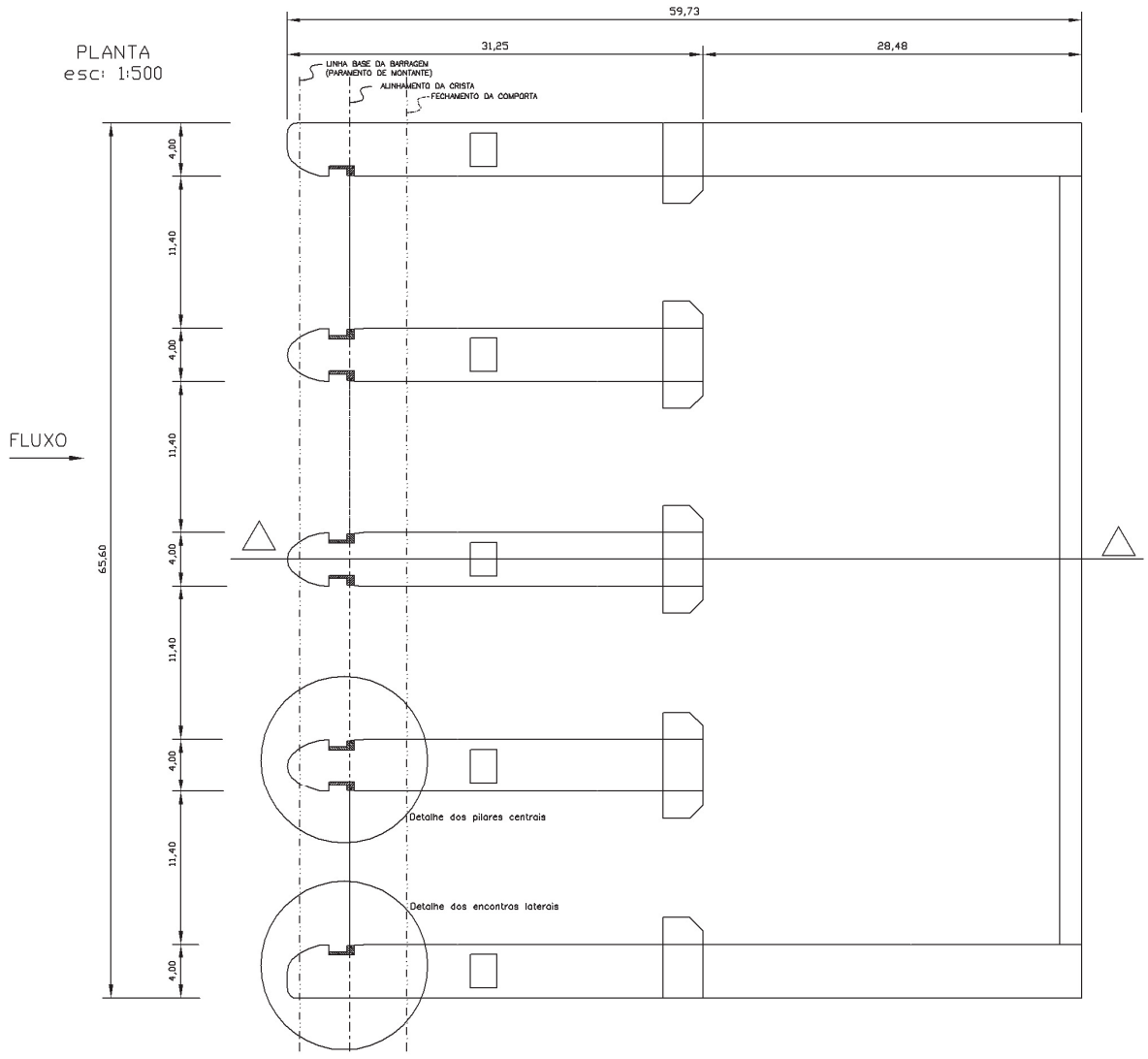


FIGURA 26 - PLANTA DO VERTEDOURO DA UHE MAUÁ
FONTE: CEHPAR (2006)

Para o projeto do vertedouro foi considerada a vazão afluente de 8.213 m³/s, correspondente a cheia decamilenar. Essa cheia será amortecida pelo reservatório por meio de uma sobrelevação de 1,50 m, atingindo a elevação 636,50 m, definida como nível máximo maximorum. Com esse amortecimento, a vazão efluente máxima pelo vertedouro será de 7.173 m³/s.

A calha, com 57,60 m de largura, terá sua superfície definida pelo perfil Creager até tangenciar um trecho reto, com inclinação de 1:0,925 (V:H). Este trecho se estenderá até contracurva do defletor em salto de esqui, a qual terá 20 m de raio e terminará na elevação 587,21 m, com ângulo de lançamento de 20º. A vazão específica de projeto na seção de lançamento será de 124,53 m³/s/m (FIGURA 27).

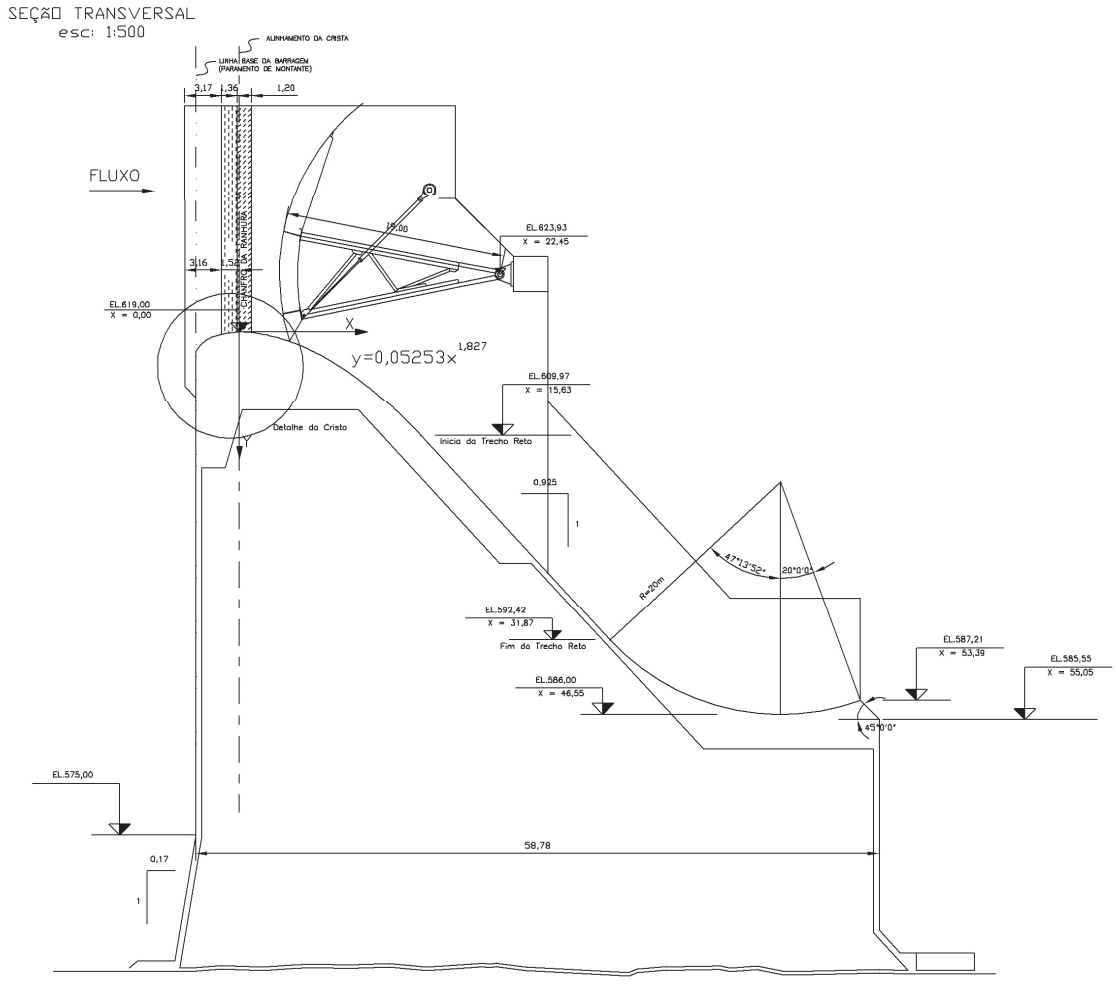


FIGURA 27 - CORTE LONGITUDINAL DO VERTEDOURO DA UHE MAUÁ
FONTE: CEHPAR (2006)

3.2 MODELO

O modelo reduzido, construído na escala geométrica 1:100, ocupou uma área de 90 m² dos laboratórios do CEHPAR/LACTEC, incluindo as áreas destinas a alimentação e restituição do fluxo (FIGURA 28).

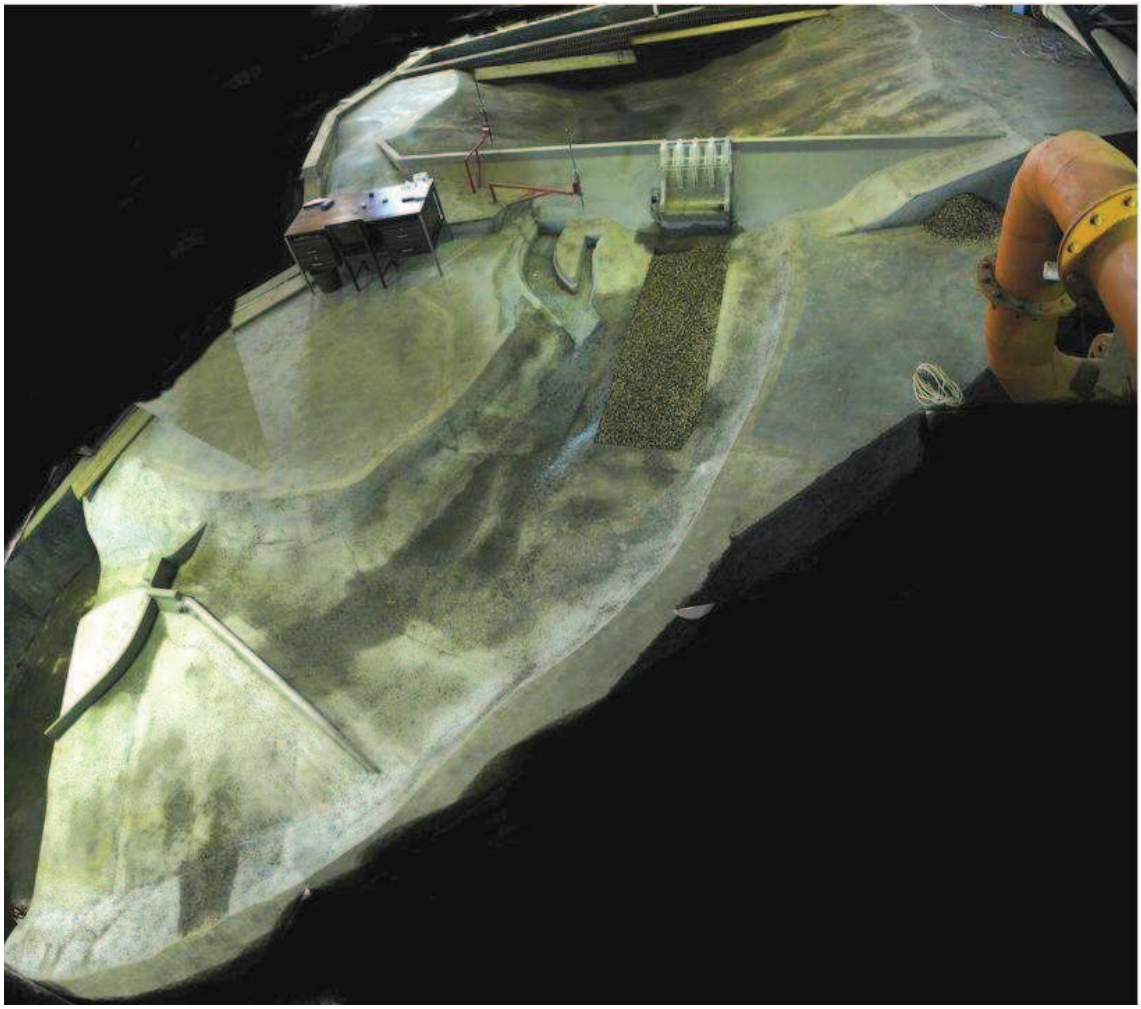
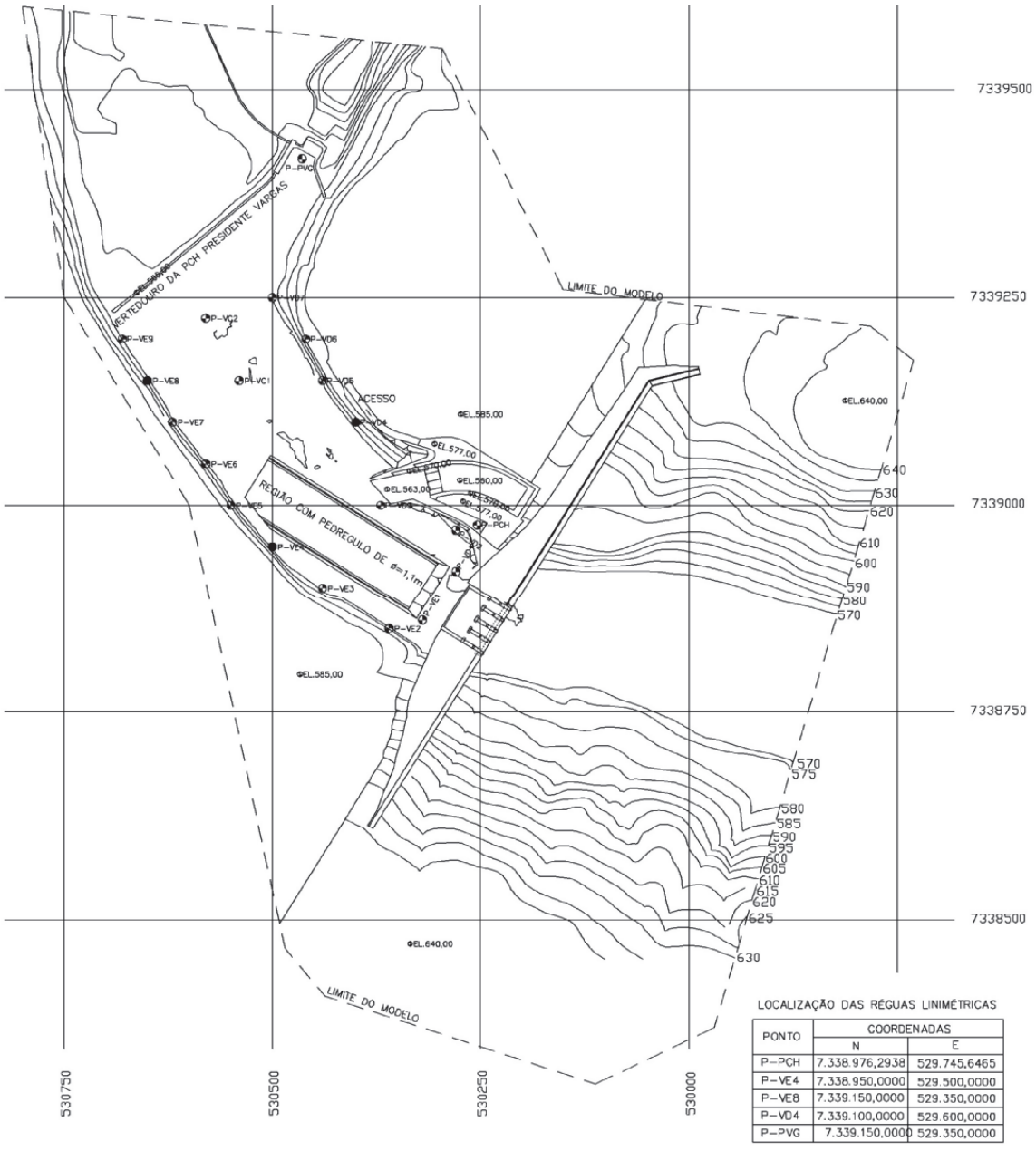


FIGURA 28 - VISTA GERAL DO MODELO REDUZIDO DA UHE MAUÁ
FONTE: CEHPAR (2006)

Tanto a barragem como o leito do rio foram construídos em concreto e alvenaria, conforme levantamentos topobatimétricos e projetos do aproveitamento hidrelétrico em construção (FIGURA 29). A estrutura do vertedouro, incluindo as comportas segmento e a calha, foi construída em acrílico. A Usina Hidrelétrica Presidente Vargas, existente a jusante da UHE Mauá também foi reproduzida no modelo, tendo sua soleira livre construída em acrílico.

Para simulação da rugosidade foi realizada colagem de material granular com diâmetro entre 0,28 e 0,48 m, baseada em experiências anteriores do laboratório.



LOCALIZAÇÃO DAS RÉGUAS LINIMÉTRICAS

PONTO	COORDENADAS	
	N	E
P-PCH	7.338.976,2938	529.745,6465
P-VE4	7.338.950,0000	529.500,0000
P-VE8	7.339.150,0000	529.350,0000
P-VD4	7.339.100,0000	529.600,0000
P-PVG	7.339.150,0000	529.350,0000

FIGURA 29 - PLANTA DO MODELO REDUZIDO DA UHE MAUÁ
FONTE: CEHPAR (2006)

3.2.1 Vazões

O QUADRO 4 indica os tempos de recorrência, as aberturas das comportas e os níveis do reservatório, correspondentes para cada vazão ensaiada.

Tempo de Recorrência	Vazão	Abertura das Comportas		Nível do Reservatório
		Laterais	Centrais	
(anos)	(m³/s)	(m)	(m)	(m)
5	2.070	4,09	4,09	635,00
25	3.371	6,95	6,95	635,00
100	4.491	9,38	9,38	635,00
500	5.792	total	10,46	635,00
10.000	7.713	total	total	636,50

QUADRO 4 - PARÂMETROS DOS ENSAIOS
FONTE: CEHPAR (2006)

A alimentação do modelo reduzido foi garantida por uma tubulação com diâmetro de 300 mm, reduzida para 200 mm na região de tranquilização do fluxo. Nela foi instalado um medidor Venturi que permitiu impor vazões entre 50 e 72 l/s. Para vazões menores, um ramal desta tubulação desaguava em um medidor do tipo vertedouro retangular, o qual foi utilizado para vazões entre 5 e 50 l/s. Este conjunto permitiu a simulação de vazões entre 1.000 e 7.200 m³/s.

As aberturas das comportas para as vazões adotadas no programa de ensaios já haviam sido definidas anteriormente, com boa precisão, pelo CEHPAR/LACTEC. A fixação dessas aberturas era realizada com massa de modelar e sua verificação realizada com gabaritos circulares de acrílico. A curva de descarga para aberturas parciais e totais das comportas do vertedouro da UHE Mauá está mostrada na FIGURA 30.

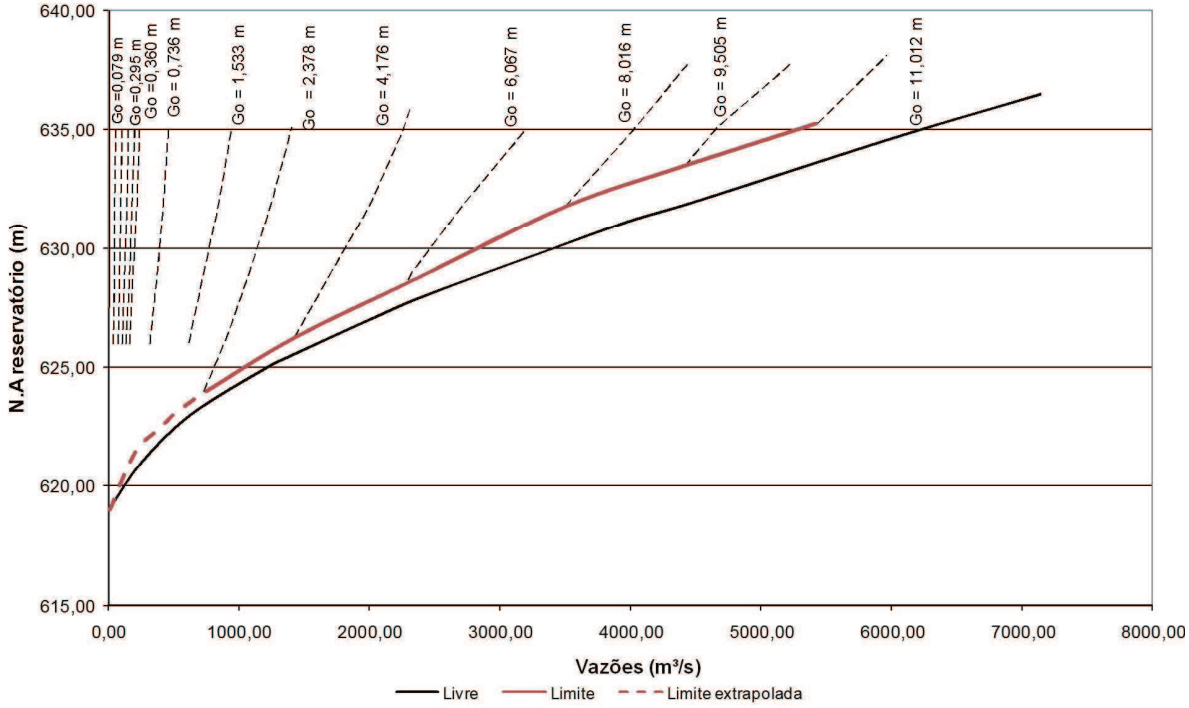


FIGURA 30 - CURVA DE DESCARGA DO VERTEDOURO DA UHE MAUÁ
FONTE: VLB ENGENHARIA (2009)

3.2.2 Níveis de Água

O nível do reservatório (NAR) era estabelecido antes do início e conferido ao longo dos ensaios por meio de uma ponta linimétrica (PL-R) instalada próximo à ombreira direita da barragem. Conforme o QUADRO 4, o nível máximo normal na elevação 635,00 m é mantido para as vazões correspondentes aos tempos de recorrência de 5, 25, 100 e 500 anos. Conforme citado anteriormente, para descarregar a vazão com tempo de recorrência de 10.000 anos necessita-se da sobrelevação de 1,50 m do reservatório, atingindo a elevação 636,50 m, definida como nível máximo maximorum.

O nível de jusante era controlado pela soleira livre em acrílico que simulava o vertedouro da Usina Hidrelétrica Presidente Vargas. Sua medição foi realizada durante os ensaios por meio de três pontas linimétricas definidas como PL-J1 (igual a P-PCH da figura), PL-J2 (igual a P-VE8 da figura) e PL-J3 (igual a P-PVG da figura).

3.2.3 Fossa de Erosão

Para avaliação da erosão construiu-se um fosso de 253 m de comprimento por 63 m de largura e fundo na elevação 495 m, iniciando-se a 32 m da base do vertedouro. O material utilizado nas simulações de erosão foi pedregulho de granulometria uniforme, com diâmetro médio correspondente a 1,1 m. É importante citar que o fundo do fosso não foi atingido durante os ensaios.

3.2.4 Tempo de Ensaio

Adotou-se um tempo de ensaio de 2 horas, equivalente a operação de 20 horas do vertedouro no protótipo. Para verificação, realizou-se ensaio com duração de 2 horas para a vazão de projeto e mediu-se a fossa de erosão formada. Então, essa vazão foi imposta por mais 2,5 horas e a fossa de erosão foi novamente medida, não sendo detectadas mudanças significativas. Por isso julgou-se que a adoção de um tempo de ensaio de 2 horas era coerente para as condições do vertedouro em estudo.

3.2.5 Procedimento de Ensaio

O procedimento para realização dos ensaios foi padronizado da seguinte forma:

1) Estabelecimento das aberturas das comportas segmento, deixando-se stop-logs à montante;
2) Estabelecimento do nível do reservatório, utilizando-se a ponta linimétrica PL-R;
3) Fechamento dos drenos;
4) Enchimento do modelo, a jusante da barragem;

5) Imposição da vazão do ensaio;
6) Enchimento do reservatório até o nível estabelecido;
7) Retirada suave e simultânea dos stop-logs;
8) Rebaixamento imediato da comporta de jusante do modelo para que o controle se estabeleça sobre a soleira livre a jusante;
9) Medições do perfil dos jatos efluentes;
10) Fotos, vídeos e anotações;
11) Medições das pontas linimétricas de jusante;
12) Após 2 h de ensaio, fechamento dos stop-logs e do registro da tubulação de alimentação;
13) Medição dos perfis da fossa de erosão formada; e
14) Fotos e vídeos da fossa de erosão formada.

Para todas as estruturas ensaiadas, o primeiro ensaio, com a vazão correspondente ao tempo de recorrência de 5 anos, foi realizado sobre o fosso de erosão preenchido e aplainado. Os demais ensaios foram realizados sobre o resultado do ensaio anterior.

Considera-se esse procedimento adequado, pois simula o que ocorre na operação de um vertedouro durante uma cheia. Nessa situação, a abertura das comportas é feita de forma gradual, acompanhando o hidrograma de cheia, de forma a evitar uma situação mais severa do que a gerada pela cheia em si. Dessa forma, pode-se considerar que o último resultado de erosão de cada estrutura ensaiada simula a operação de um vertedouro ao longo de 100 horas, com aberturas graduais e crescentes com durações de 20 horas para as vazões equivalentes aos tempos de recorrência de 5, 25, 100 e 500 e 10.000 anos.

Não era feita a remoção da barra de blocos entre os ensaios. Se tivesse sido realizada, resultaria em uma fossa de erosão maior, uma vez que a queda total também seria maior devido a um menor nível de água a jusante, favorecido pela ausência do controle hidráulico imposto pela barra.

3.3 PROGRAMA DE ENSAIOS

Entende-se que toda a alteração na geometria do vertedouro, seja de tipo (convencional, pilares alargados ou defletores em fenda), de razão de contração, ou ainda, de ângulo de deflexão, caracteriza uma estrutura particular. Logo, a elaboração do programa de ensaios objetivou avaliar a fossa de erosão formada pela operação do vertedouro adaptado para diferentes estruturas.

Consideraram-se fundamentais tanto os ensaios para as vazões de grandes tempos de recorrência, para os quais as condições são mais severas, como também, os ensaios para pequenos tempos de recorrência, os quais, por terem maior freqüência, podem causar danos cumulativos de grande importância. Por isso, para cada estrutura particular foram ensaiadas cinco vazões com tempos de recorrência equivalentes a 5, 25, 100, 500 e 10.000 anos de forma a abranger as mais diversas circunstâncias de operação do vertedouro em questão. O conjunto de ensaios para cada estrutura foi chamado de “Alternativa”. O programa total de ensaios abrangeu nove alternativas (FIGURA 32) e está mostrado na FIGURA 31.

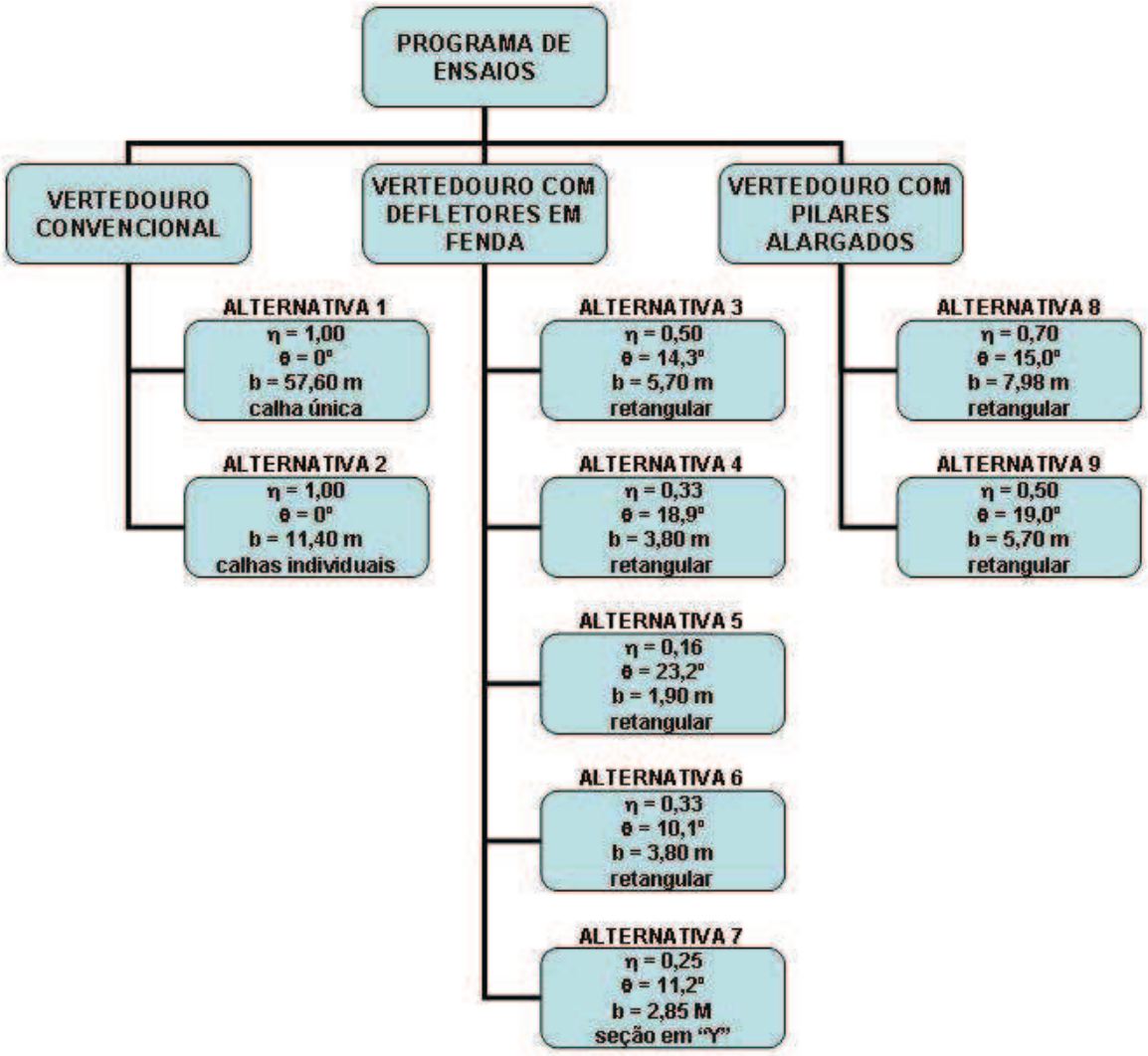
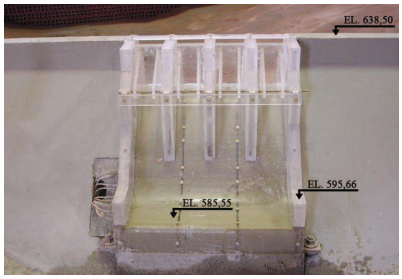
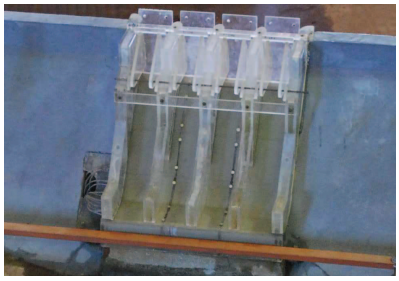


FIGURA 31 - PROGRAMA DE ENSAIO EM MODELO REDUZIDO

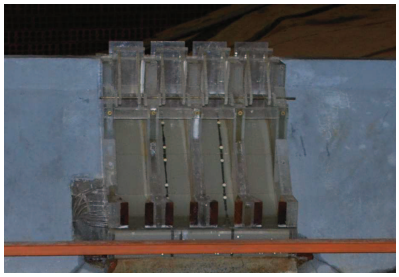
Os diversos parâmetros relacionados às características dos jatos efluentes e das fossas de erosão formadas nos ensaios utilizando defletores em fenda (Alternativas 3 a 7) e pilares alargados (Alternativas 8 e 9) foram comparados com o efeito produzido nos ensaios realizados com os vertedouros convencionais (Alternativas 1 e 2). As definições de η (razão de contração) e θ (ângulo de deflexão) estão no item 2.2.1.1.



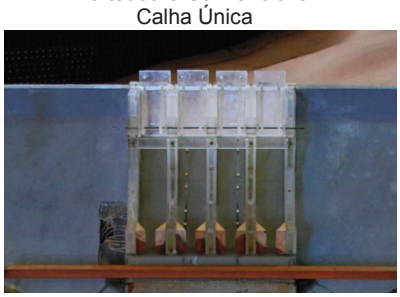
Alternativa 1
Vertedouro Convencional
Calha Única



Alternativa 2
Vertedouro Convencional
Calhas Individuais

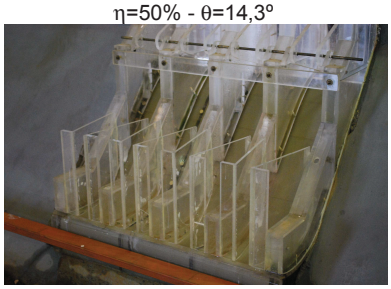


Alternativa 3
Defletores em Fenda
η=50% - θ=14,3º

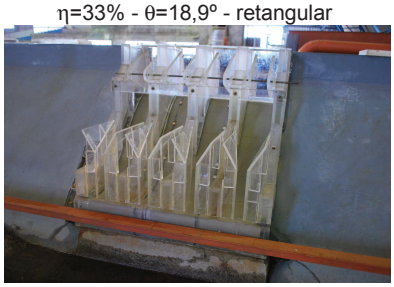


Alternativa 4
Defletores em Fenda
η=33% - θ=18,9º - retangular

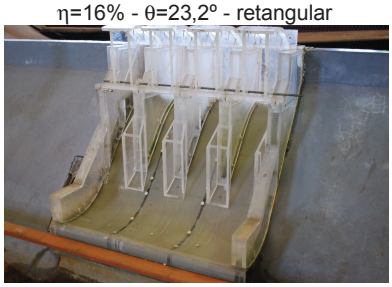
Alternativa 5
Defletores em Fenda
η=16% - θ=23,2º - retangular



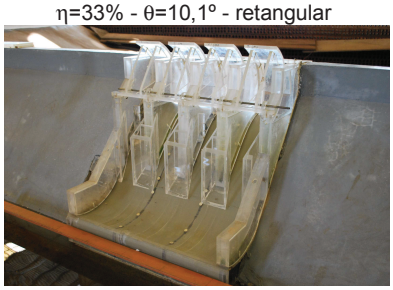
Alternativa 6
Defletores em Fenda
η=33% - θ=10,1º - retangular



Alternativa 7
Defletores em Fenda
η=25% - θ=11,2º - em "Y"



Alternativa 8
Pilares Alargados
η=70% - θ=15,0º - retangular



Alternativa 9
Pilares Alargados
η=50% - θ=19,0º - retangular

FIGURA 32 - FOTOS DAS ESTRUTURAS ENSAIADAS

3.3.1 Vertedouro Convencional (Alternativas 1 e 2)

Os resultados dos ensaios utilizando os defletores em fenda e pilares alargados foram comparados com estruturas de vertedouro convencionais, chamadas de Alternativas 1 e 2.

A Alternativa 1, executada em acrílico, representa o vertedouro original da UHE Mauá, descrito anteriormente, composto de calha única, medindo 57,60 m de largura. Para a Alternativa 2 os pilares que delimitam os vãos das comportas foram prolongados até o final da calha, de forma a manter a separação dos fluxos descarregados por cada comporta. Não há contração nessas calhas.

Para possibilitar a comparação teórica com as demais alternativas, foram considerados a razão de contração (η) unitária e o ângulo de deflexão (θ) nulo para estas alternativas.

3.3.2 Vertedouro com Defletores em Fenda (Alternativas 3 a 7)

Para simulação dos defletores em fenda, os três pilares centrais do vertedouro, em acrílico, foram estendidos até o final da calha. Então, foram instaladas cunhas de madeira sobre a contracurva, de forma a simular o trecho de alargamento. Isto foi feito para as razões de contração (η) de 50%, 33% e 16%, as quais foram denominadas Alternativas 3, 4 e 5.

Outras duas alternativas tiveram os defletores confeccionados em acrílico. São elas a Alternativa 6 (defletor com razão de contração de 33% e ângulo de deflexão menor que o da Alternativa 4) e Alternativa 7 (defletor com razão de contração de 25% com seção em “Y”).

3.3.3 Vertedouro com Pilares Alargados (Alternativas 8 e 9)

Os pilares alargados foram simulados por peças de acrílico, em formato de cunha, instaladas logo a jusante do alinhamento dos munhões das comportas. Para isso, os pilares centrais foram estendidos de forma a terminarem junto com a cunha de acrílico. As razões de contração (η) ensaiadas foram de 70% e 50% e correspondem as Alternativas 8 e 9, respectivamente.

4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 COMPORTAMENTO HIDRÁULICO

A seguir são descritas as principais características qualitativas relacionadas ao comportamento hidráulico na região dos defletores em fenda e pilares alargados, e aos jatos efluentes dessas estruturas, conforme observações de ensaio.

Os perfis longitudinais superiores e inferiores dos jatos efluentes foram medidos e estão apresentados juntamente com os perfis das fossas de erosão, no item 4.2. Em alguns ensaios a instabilidade do comportamento dos jatos impediu uma caracterização precisa do seu perfil.

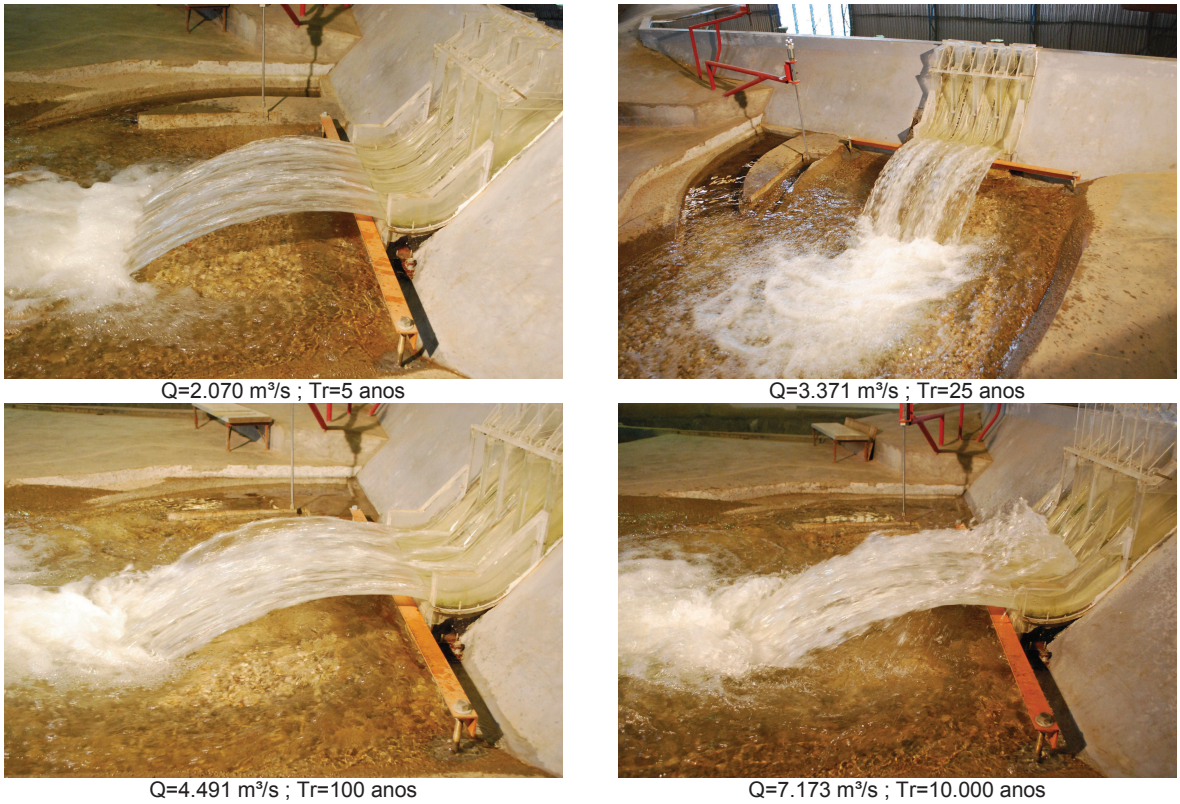
Ressalta-se ainda que, conforme cita a bibliografia, a aeração do escoamento no protótipo é bem maior do que no modelo reduzido para esse tipo de estrutura devido ao efeito da tensão superficial.

4.1.1 Comportamento Hidráulico dos Vertedouros Convencionais

O jato efluente observado nos ensaios com os vertedouros convencionais teve padrão de comportamento bastante estável, com rabos de galo discretos, ocorrendo dentro da calha. O jato efluente tem perfil longitudinal íntegro e de pequena espessura, segundo a vertical.

4.1.1.1 Comportamento Hidráulico da Alternativa 1 (η=1,00; θ=0°; calha única)

O jato efluente observado nos ensaios com o vertedouro convencional teve padrão de comportamento bastante regular e íntegro, com rabos de galo relativamente discretos até o ensaio para a vazão centenária (FIGURA 33).



Q=2.070 m³/s ; Tr=5 anos | Q=3.371 m³/s ; Tr=25 anos

Q=4.491 m³/s ; Tr=100 anos | Q=7.173 m³/s ; Tr=10.000 anos

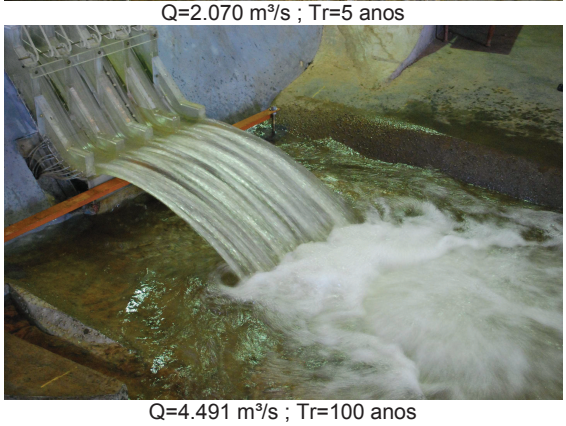
FIGURA 33 - ENSAIOS DA ALTERNATIVA 1 (CONVENCIONAL; η=1,00; θ=0; CALHA ÚNICA)

4.1.1.2 Comportamento Hidráulico da Alternativa 2 (η=1,00; θ=0°; calhas individuais)

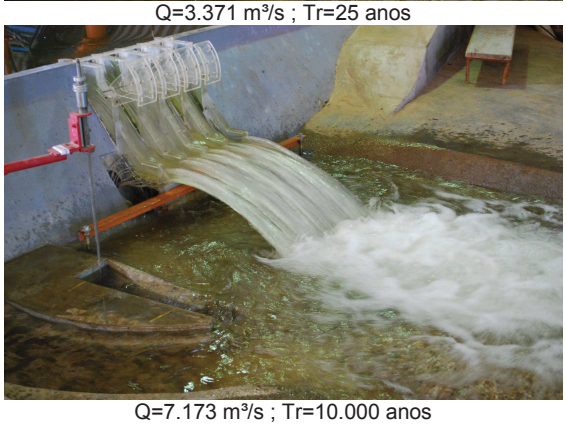
Os ensaios para o vertedouro convencional com calhas individuais tiveram comportamento hidráulico muito parecido com os ensaios da Alternativa 1, a não ser pela separação dos fluxos até fim da calha, o que suprime os rabos de galo gerados nos eixos dos pilares dessa alternativa (FIGURA 34). Verificou-se que essa separação conserva-se nítida no jato efluente até o ensaio para a segunda vazão.

Q=2.070 m³/s ; Tr=5 anos

Q=3.371 m³/s ; Tr=25 anos



Q=4.491 m³/s ; Tr=100 anos



Q=7.173 m³/s ; Tr=10.000 anos

FIGURA 34 - ENSAIOS DA ALTERNATIVA 2 (CONVENCIONAL; η=1,00%; θ=0; CALHAS INDIVIDUAIS)

4.1.2 Comportamento Hidráulico dos Vertedouros com Defletores em Fenda

O jato efluente dos defletores em fenda tem características bastante diferentes dos jatos efluentes de vertedouros convencionais (FIGURA 35 e FIGURA 36). Enquanto estes últimos têm pequena alteração da sua forma ao longo da trajetória, os jatos dos defletores em fenda se alteram significativamente, podendo, o percurso, ser dividido em 3 trechos:

- o primeiro inicia na seção de início da deflexão dos muros, dentro da estrutura. A seção transversal do escoamento nesta região tem formato “U”. As profundidades do fluxo nas regiões adjacentes aos muros se elevam, enquanto as ondas de choque se propagam em direção ao eixo do defletor até se encontrarem num ponto nesse eixo, a menos que as condições de aproximação a montante do vertedouro

sejam assimétricas. Este ponto, chamado no presente estudo de vértice, deve ocorrer fora da estrutura do defletor para uma operação adequada;

- A partir desse vértice inicia-se o segundo trecho, com a formação de dois rabos de galo. Um superior, intermitente, às vezes instável, e de intensidade que varia com a vazão, e outro inferior, isento de instabilidades, de seção transversal esbelta, mas com amplitude longitudinal crescente ao longo do jato até a região de impacto, o que muda consideravelmente o perfil do jato medido. Esse trecho termina no ponto de contração máxima, em planta, do jato efluente;
- No terceiro trecho, que se inicia no ponto de contração máxima do jato efluente, em planta, o jato assume um perfil vertical espesso e com comportamento instável, proporcionando borrifos de grande amplitude e muitas vezes, no caso do modelo ensaiado, tocando ou se unindo com os jatos dos vãos adjacentes. Esse padrão de comportamento prossegue até a região de impacto do jato, no leito do rio. O comportamento instável é influenciado pelo efeito de escala e deve ser atenuado no protótipo.

Percebeu-se nos ensaios que a posição do rabo de galo superior é influenciada também pelas condições de aproximação do vertedouro. Nos vãos laterais do vertedouro, o nível de água ao longo das calhas é maior junto ao pilar interno e menor junto ao pilar lateral, prosseguindo assim até o início do estreitamento. A passagem desse escoamento pelo estreitamento gerou ondas de choque assimétricas nessa região, com maior elevação da profundidade atrás da onda de choque formada junto ao pilar interno e conseqüente deslocamento do vértice em relação ao eixo da calha. Esse efeito é propagado para fora da estrutura, com influência sobre o comportamento dos rabos de galo superiores.

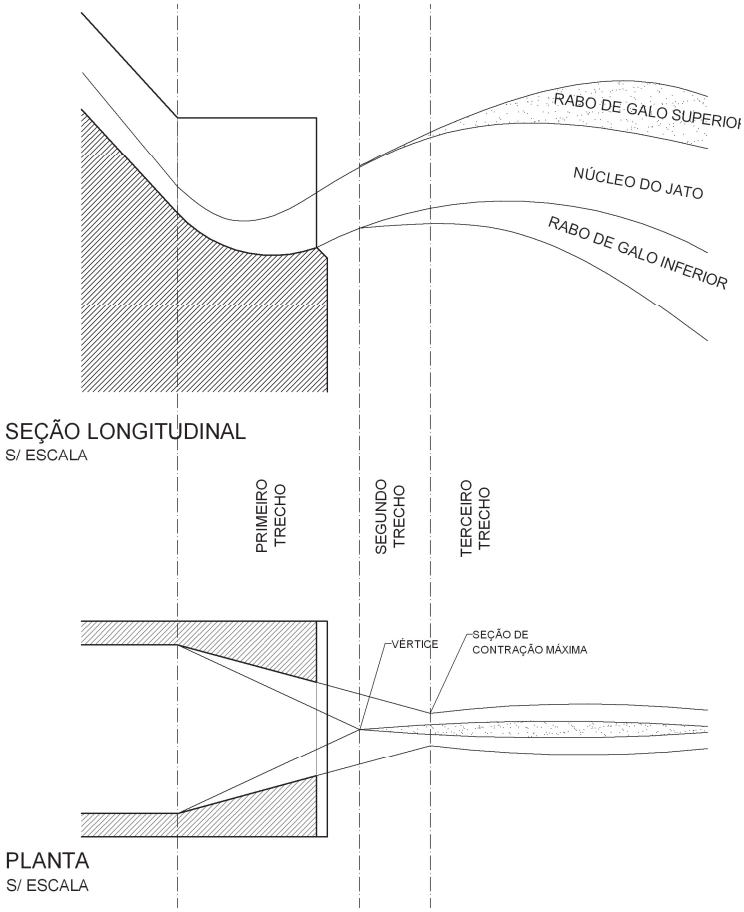


FIGURA 35 - CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DO JATO EFLUENTE DOS DEFLETORES EM FENDA

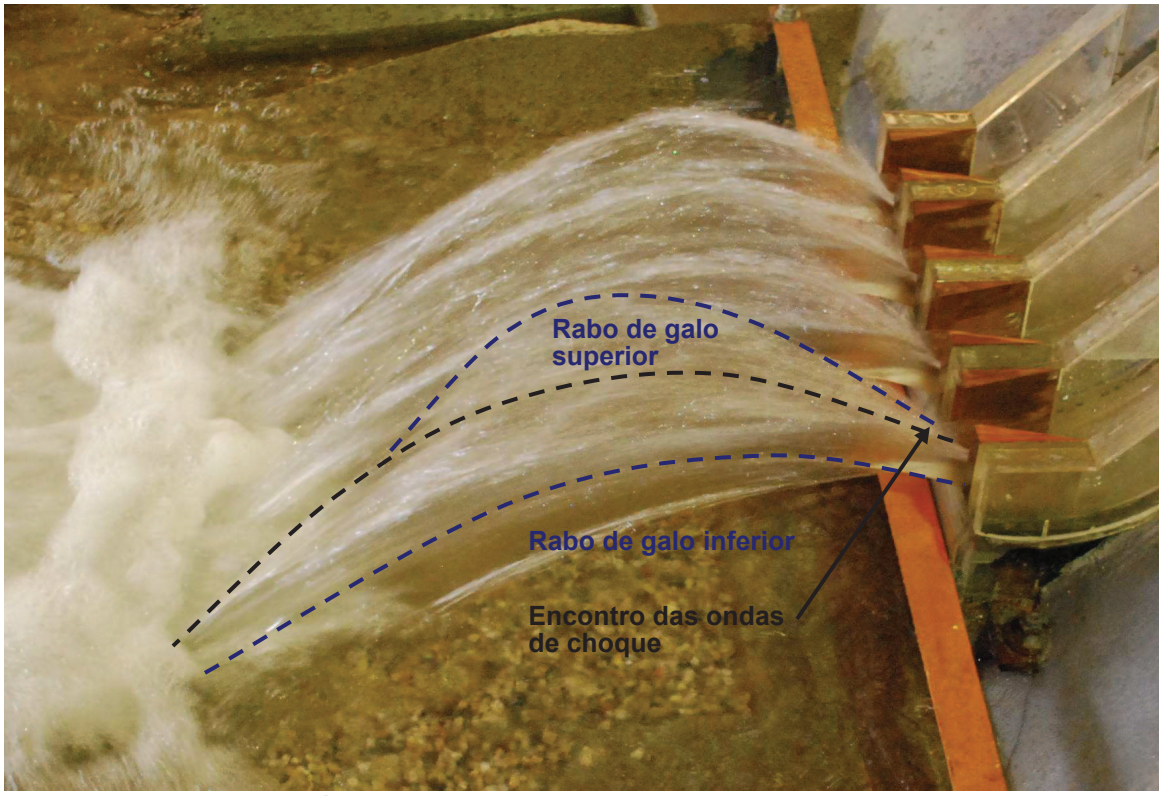


FIGURA 36 - CARACTERÍSTICAS DO JATO EFLUENTE DA ALTERNATIVA 3 (DEFLETORES EM FENDA; η=0,50; θ=14,3º; Q=2.070 m³/s)

4.1.2.1 Comportamento Hidráulico da Alternativa 3 (η=0,50; θ=14,3°; retangular)

Para os ensaios utilizando defletores em fenda com razão de contração de 50% as ondas de choque geradas se encontram fora da estrutura, conforme mostrado na FIGURA 37 e, portanto, em condição hidráulica adequada. Ou seja, exclui-se a possibilidade desse choque produzir efeitos dentro da estrutura.

No encontro dessas ondas de choque são formados rabos de galo inferiores e superiores. Enquanto os primeiros são bem definidos, os últimos têm um comportamento bastante instável (tempo e espaço).

Nos ensaios para as maiores vazões, o fluxo tem grande profundidade dentro da estrutura dos defletores, ultrapassando o topo dos muros (FIGURA 38).

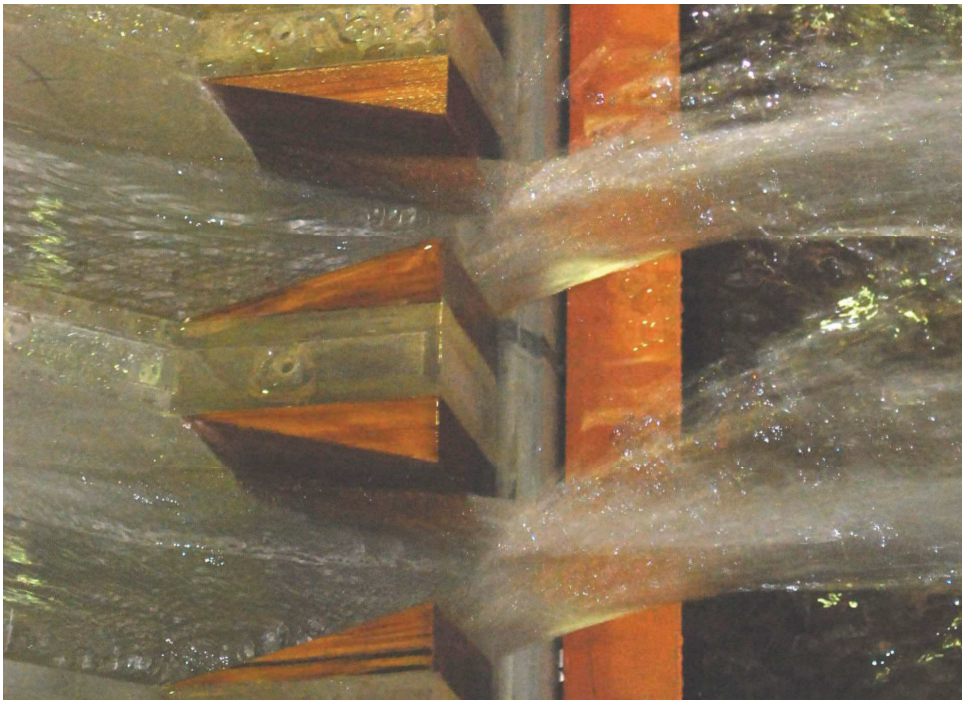
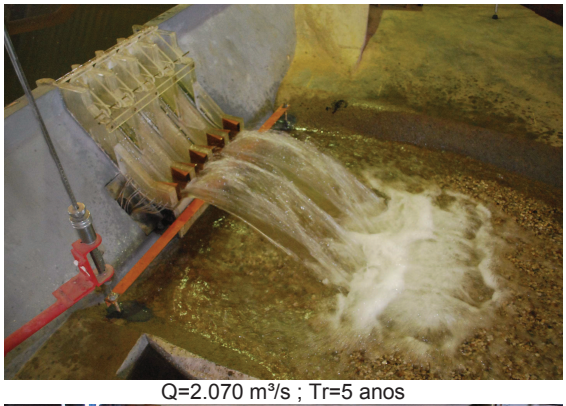
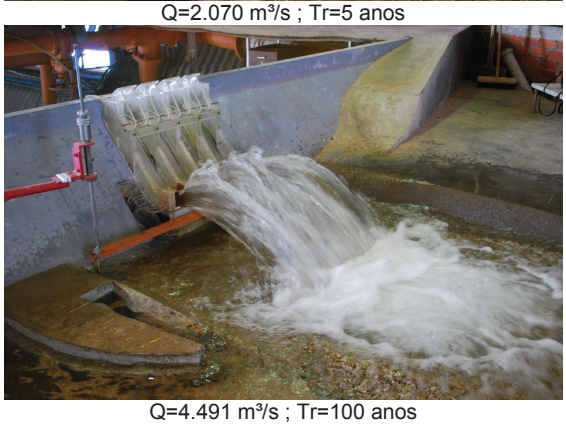


FIGURA 37 - ENCONTRO DAS ONDAS DE CHOQUE DA ALTERNATIVA 3 (DEFLETORES EM FENDA; η=0,50; θ=14,3°; Q=2.070 m³/s)



Q=2.070 m³/s ; Tr=5 anos

Q=3.371 m³/s ; Tr=25 anos



Q=4.491 m³/s ; Tr=100 anos

Q=7.173 m³/s ; Tr=10.000 anos

FIGURA 38 - ENSAIOS DA ALTERNATIVA 3 (DEFLETORES EM FENDA; η=0,50; θ=14,3º)

4.1.2.2 Comportamento Hidráulico da Alternativa 4 (η=0,33; θ=18,9º; retangular)

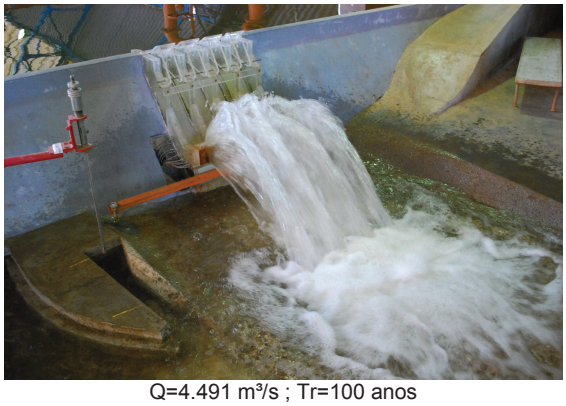
Um aspecto importante a respeito dos ensaios utilizando defletores com razão de contração de 33% refere-se ao comportamento hidráulico na região da estrutura (FIGURA 39). O encontro das ondas de choque ocorre ainda dentro dos defletores, o que é referido pela bibliografia como origem de problemas relacionados a vibrações nas estruturas. Não chega a ocorrer afogamento, mas uma pequena parcela das linhas de corrente dos rabos de galo tem tendência vertical e respinga sobre os defletores.

FIGURA 39 - ENCONTRO DAS ONDAS DE CHOQUE DENTRO DA ESTRUTURA DA ALTERNATIVA 4 (DEFLETORES EM FENDA; η=0,33; θ=18,9º; Q=4.491 m³/s)

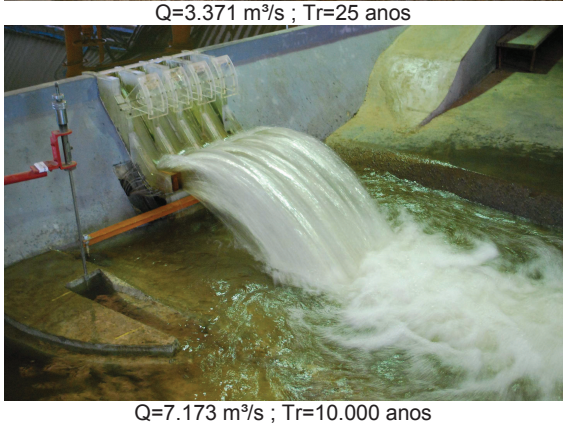
Para o ensaio com a vazão de 7.173 m³/s os rabos de galo já não são distinguíveis (FIGURA 40). Os jatos efluentes são bastante espessos, em profundidade e largura, ultrapassando o topo dos muros, interceptando-se e se unindo logo a jusante dos defletores.

Q=2.070 m³/s ; Tr=5 anos

Q=3.371 m³/s ; Tr=25 anos



Q=4.491 m³/s ; Tr=100 anos



Q=7.173 m³/s ; Tr=10.000 anos

FIGURA 40 - ENSAIOS DA ALTERNATIVA 4 (DEFLETORES EM FENDA; η=0,33; θ=18,9º)

4.1.2.3 Comportamento Hidráulico da Alternativa 5 (η=0,16; θ=23,2º; retangular)

Os ensaios utilizando defletores em fenda com razão de contração de 16% e ângulo de deflexão de 23,2º tiveram comportamento hidráulico insatisfatório.

Já para a vazão de 2.070 m³/s os rabos de galo assumiram perfis verticais, com estagnação de parcela do fluxo que retornava ao defletor (FIGURA 41). Com o aumento da vazão para 3.371 m³/s percebeu-se a ocorrência de afogamento, mostrado na FIGURA 42. Para as vazões maiores o comportamento inadequado dos jatos torna-se ainda mais severo. Praticamente, ocorre um ressalto hidráulico dentro do defletor e há diminuição significativa do alcance do jato efluente (FIGURA 42).

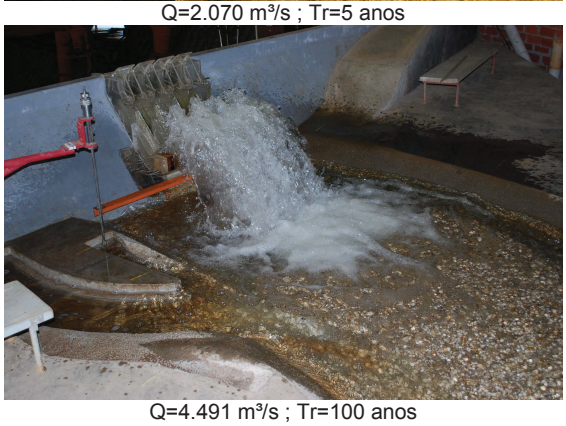
FIGURA 41 - OCORRÊNCIA DE ESTAGNAÇÃO DOS RABOS DE GALO NA ALTERNATIVA 5 (DEFLETORES EM FENDA; η=0,16; θ=23,2º; Q=2.070 m³/s)

FIGURA 42 - OCORRÊNCIA DE AFOGAMENTO A MONTANTE DA CONTRAÇÃO DA ALTERNATIVA 5 (DEFLETORES EM FENDA; η=0,16; θ=23,2º; Q=3.371 m³/s)

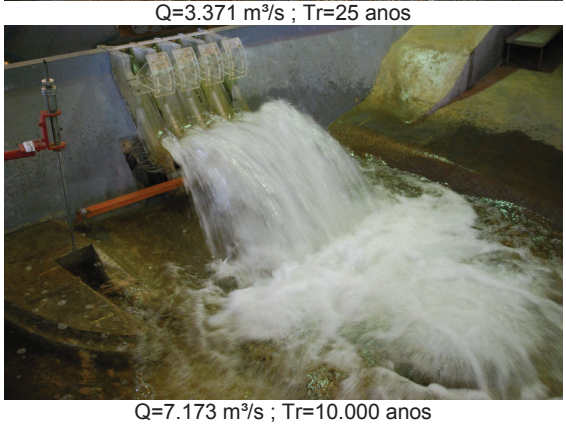
Por esses motivos considera-se que a implantação de defletores em fenda com razão de contração de 16% em vertedouro sob condições hidráulicas semelhantes ao utilizado nos ensaios não é recomendável.

Q=2.070 m³/s ; Tr=5 anos

Q=3.371 m³/s ; Tr=25 anos



Q=4.491 m³/s ; Tr=100 anos

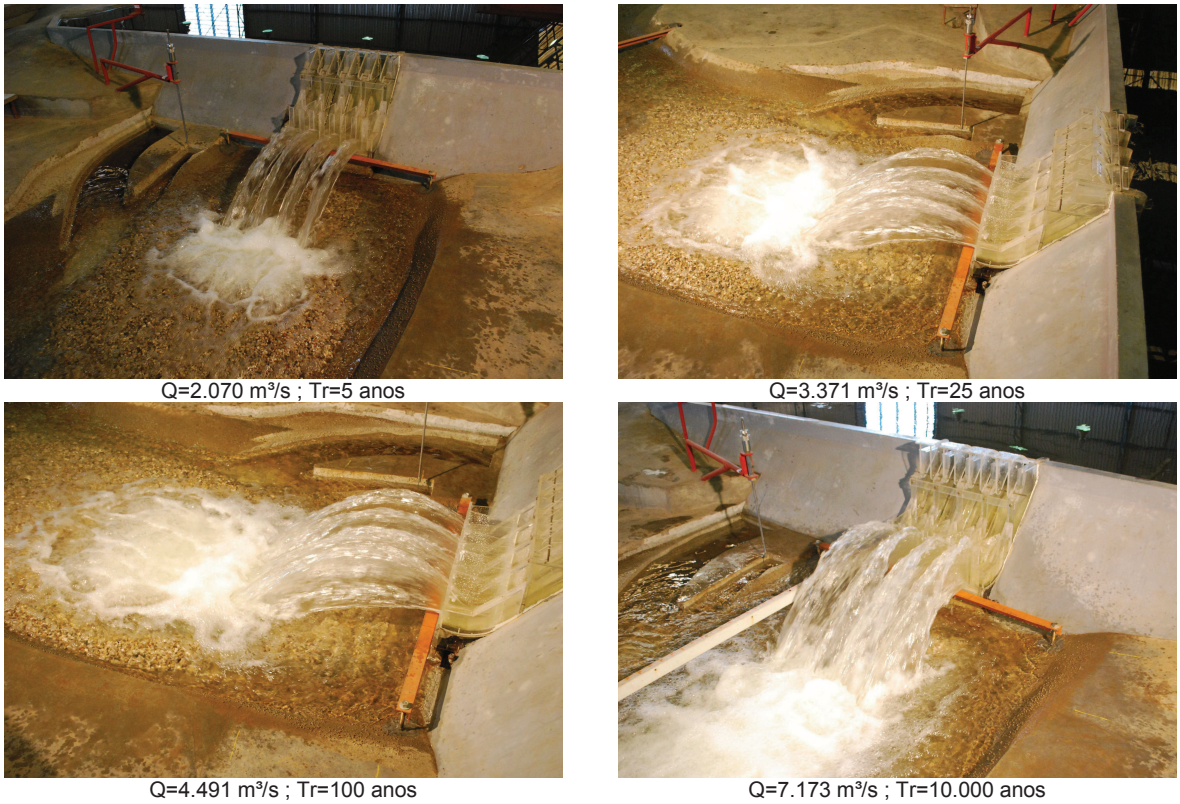


Q=7.173 m³/s ; Tr=10.000 anos

FIGURA 43 - ENSAIOS DA ALTERNATIVA 5 (DEFLETORES EM FENDA; η=0,16; θ=23,2º)

4.1.2.4 Comportamento Hidráulico da Alternativa 6 (η=0,33; θ=10,1°; retangular)

Com o objetivo de melhorar o comportamento hidráulico dos jatos efluentes dos vertedouros em fenda com razão de contração de 33% e ângulo de deflexão de 18,9°, desenvolvidos na fase de ensaios exploratórios, foram desenvolvidos defletores em fenda com a mesma razão de contração, mas ângulo de deflexão de 10,1° (contração mais suave). Pode-se afirmar que o comportamento hidráulico desses defletores foi melhor em relação ao da Alternativa 4 (FIGURA 44). O fato do ângulo de deflexão ser menor fez com que o encontro das ondas de choque ocorresse de forma menos intensa, gerando rabos de galo de menor porte. Assim como na Alternativa 4, esse encontro aconteceu dentro do defletor, porém, mais a montante.



Q=2.070 m³/s ; Tr=5 anos | Q=3.371 m³/s ; Tr=25 anos

Q=4.491 m³/s ; Tr=100 anos | Q=7.173 m³/s ; Tr=10.000 anos

FIGURA 44 - ENSAIOS DA ALTERNATIVA 6 (DEFLETORES EM FENDA; η=0,33; θ=10,1°)

O fato dos muros dos defletores serem altos fornece a falsa impressão de que o movimento dos rabos de galo é menor para esta configuração. Isso se deve à colisão destes rabos de galo com os muros do defletor, o que pode ser visto na FIGURA 45.

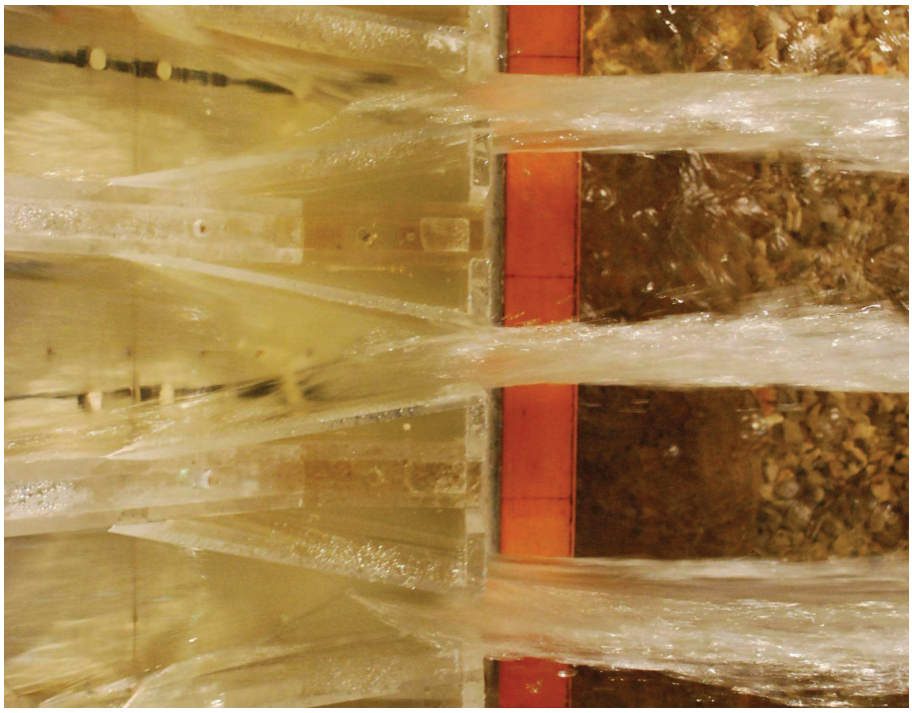


FIGURA 45 - CHOQUE DOS RABOS DE GALO SUPERIORES CONTRA OS MUROS NA ALTERNATIVA 6 (DEFLETORES EM FENDA; η=0,33; θ=10,1º; Q=3.371 m³/s)

4.1.2.5 Comportamento Hidráulico da Alternativa 7 (η=0,25; θ=11,2º; "Y")

Tendo em vista o fato dos defletores em fenda com razão de contração de 16% não terem obtido sucesso devido à ocorrência de rabos de galo com perfis verticais e afogamento observados nos ensaios da Alternativa 5, foi concebida uma configuração com razão de contração de 25%. Mesmo com esse aumento na razão de contração não se disporia da energia mínima necessária para a ocorrência de escoamento supercrítico para vazões acima de 4.491 m³/s (maiores explicações no item 4.1.4.1). Por isso, adotou-se a seção em formato de "Y", com alargamento linear da fenda a partir da elevação correspondente a profundidade que ocorre dentro do defletor para essa vazão, de forma a não impor controle hidráulico para as vazões superiores (FIGURA 46).

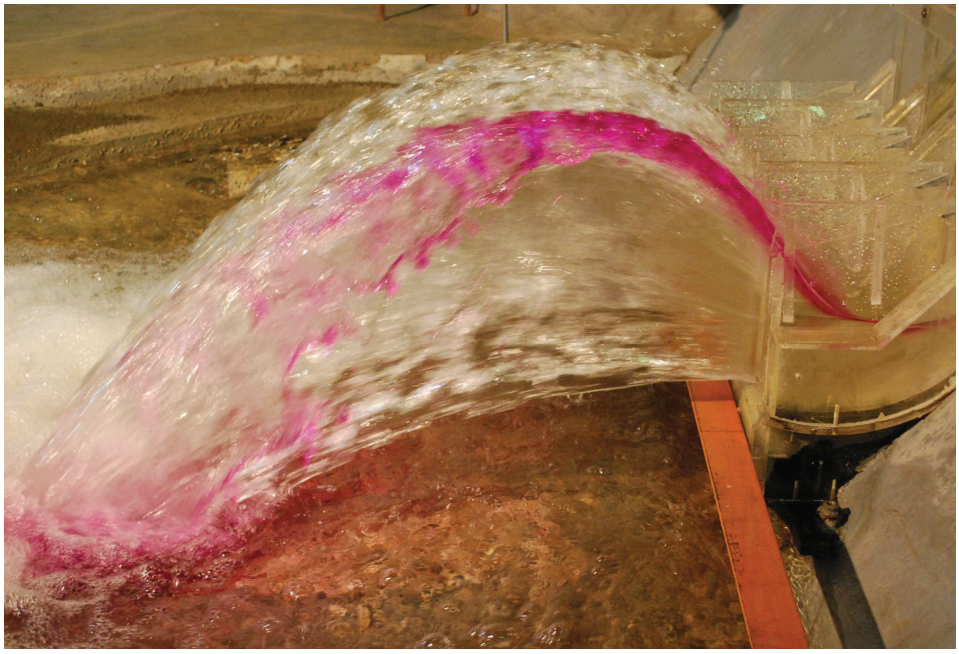
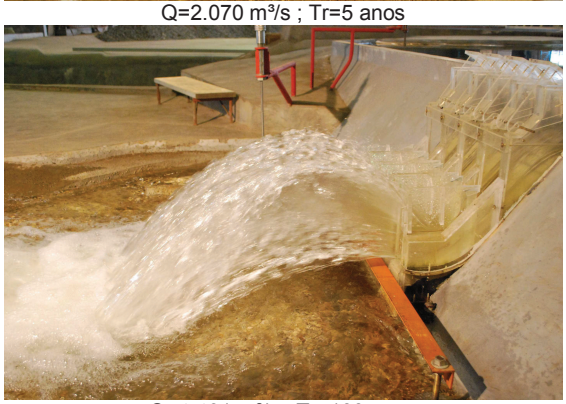


FIGURA 46 - ENSAIO DA ALTERNATIVA 7 (DEFLETORES EM FENDA; η=0,25; θ=11,2º; “Y”; Q=4.491 m³/s)

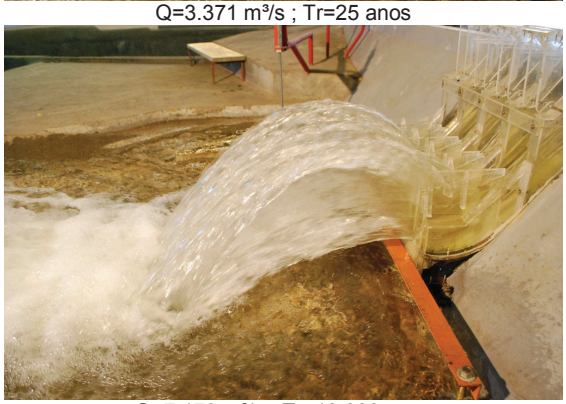
Embora tenha se evitado o controle hidráulico para as vazões superiores com essa alteração, puderam ser observados jatos extremamente esbeltos e a ocorrência de choque dos rabos de galo, que iniciavam dentro da calha, contra os muros do defletor.

Q=2.070 m³/s ; Tr=5 anos

Q=3.371 m³/s ; Tr=25 anos



Q=4.491 m³/s ; Tr=100 anos



Q=7.173 m³/s ; Tr=10.000 anos

FIGURA 47 - ENSAIOS DA ALTERNATIVA 7 (DEFLETORES EM FENDA; η=0,25; θ=11,2º; “Y”)

4.1.3 Comportamento Hidráulico dos Vertedouros com Pilares Alargados

Os pilares alargados, diferentemente dos defletores em fenda, geram ondas de choque opostas que se encontram ainda sobre a calha do vertedouro. Além dos rabos de galo gerados no encontro dessas ondas de choque, esse tipo de vertedouro promove rabos de galo, devido ao encontro do fluxo de vãos adjacentes, pouco a jusante da borda dos pilares, tal como ocorre nos vertedouros convencionais (FIGURA 48 e FIGURA 49).

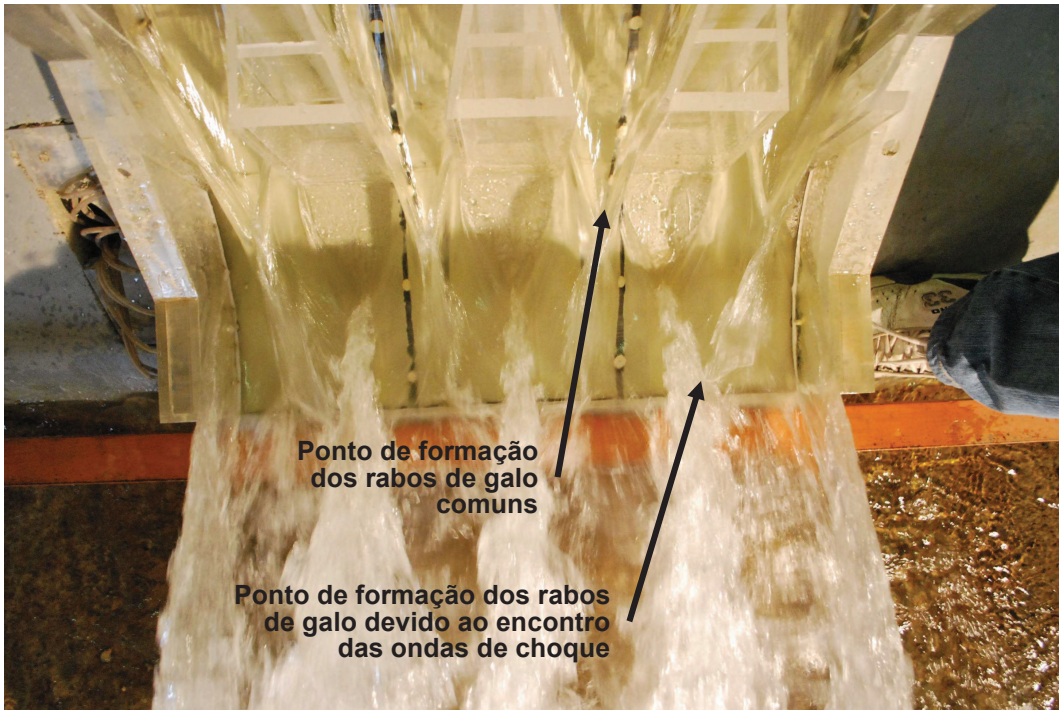


FIGURA 48 - FLUXO DA ALTERNATIVA 9 DENTRO DA CALHA (PILARES ALARGADOS; η=0,50; θ=19,0º; Q=3.371 m³/s)

Entre os fenômenos citados por CAIHUAN, GUOBING & YUANMING (2002) e observados nos estudos experimentais para o vertedouro da barragem de Geheyan estão os fatos dos jatos consumirem bastante energia no ar e de carregarem rolos de ar para dentro da bacia de dissipação, resultando em uma expansão abrupta de volume, o que dissipa energia. Durante os ensaios em modelo reduzido pôde ser visto que para uma escala de vazões os jatos criam internamente uma bolsa de ar, a qual pode ser facilmente rompida, como mostrado na FIGURA 50.

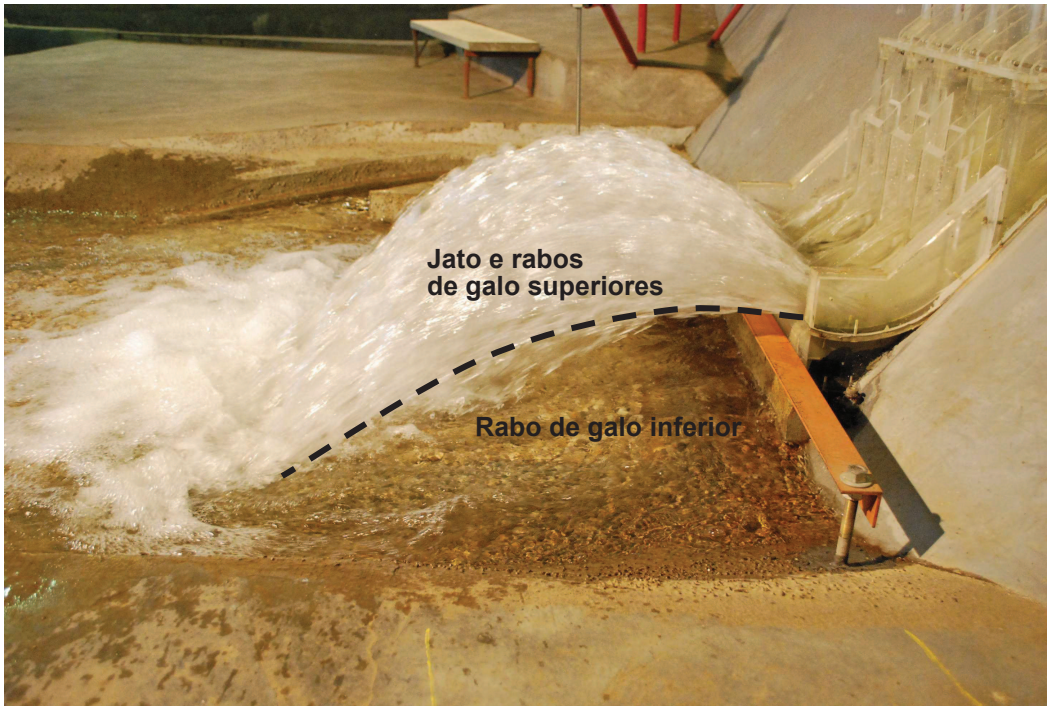


FIGURA 49 - ASPECTO LONGITUDINAL DO JATO EFLUENTE DA ALTERNATIVA 9 (PILARES ALARGADOS; η=0,50; θ=19,0º; Q=2.070 m³/s)

FIGURA 50 - BOLSA DE AR FORMADA DENTRO DO JATO EFLUENTE DOS DA ALTERNATIVA 9 (PILARES ALARGADOS; η=0,50; θ=19,0º)

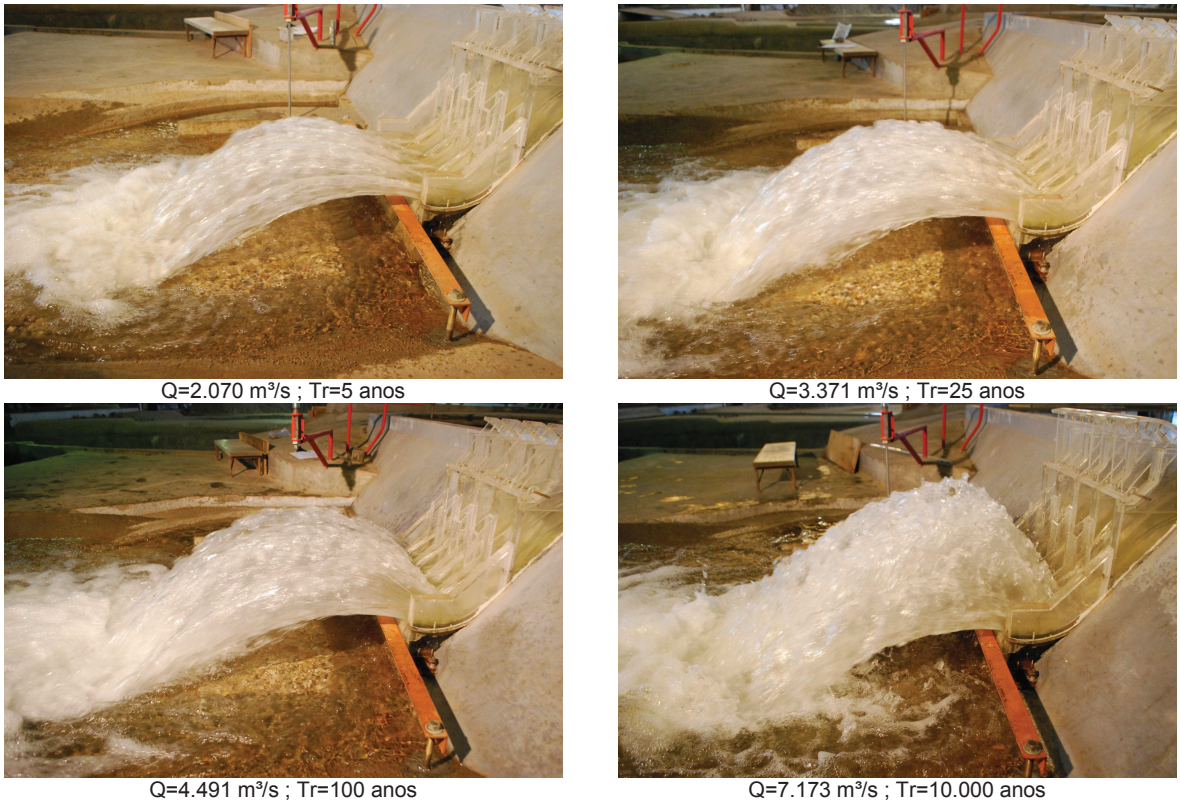
As observações confirmaram as informações da bibliografia sobre o aspecto tridimensional do escoamento, o qual fornece indício de haver grande dissipação de energia (FIGURA 51). Outro aspecto interessante verificado nos ensaios é o formato transversal do jato, contendo lâminas que crescem lateralmente em formato de véu (FIGURA 52).

FIGURA 51 - ASPECTO TRIDIMENSIONAL DO JATO DA ALTERNATIVA 9 COM APLICAÇÃO DE CORANTE (PILARES ALARGADOS; η=0,50; θ=19,0º; Q=5.792 m³/s)

FIGURA 52 - ASPECTO TRANSVERSAL DO JATO EFLUENTE DA ALTERNATIVA 9 (PILARES ALARGADOS; η=0,50; θ=19,0º; Q=7.173 m³/s)

4.1.3.1 Comportamento Hidráulico da Alternativa 8 (η=0,70; θ=15,0°; retangular)

Nos ensaios para pilares alargados com razão de contração de 70%, o comportamento hidráulico dentro da calha foi adequado apenas para as vazões de 2.070 m³/s e 3.371 m³/s (FIGURA 53).



Q=2.070 m³/s ; Tr=5 anos

Q=3.371 m³/s ; Tr=25 anos

Q=4.491 m³/s ; Tr=100 anos

Q=7.173 m³/s ; Tr=10.000 anos

FIGURA 53 - ENSAIOS DA ALTERNATIVA 8 (PILARES ALARGADOS; η=0,70; θ=15,0º)

A partir dessa vazão foi verificado um comportamento extremamente instável dentro da calha, a jusante dos pilares alargados, com propagação desse efeito para o leito e presença constante de borrifos caindo próximo a barragem. No ensaio com a vazão de 7.173 m³/s os rabos de galo comuns se tornaram muito íngremes e a parcela de fluxo adjacente aos muros laterais ultrapassou o topo desses muros.

Essas características foram suficientemente severas para recomendar que não se implante essa configuração de pilares alargados em vertedouro sob condições semelhantes ao ensaiado.

4.1.3.2 Comportamento Hidráulico da Alternativa 9 (η=0,50; θ=19,0°; retangular)

Nos ensaios utilizando pilares alargados com razão de contração de 50% o escoamento teve um comportamento bastante adequado para todos os ensaios até a vazão com tempo de recorrência de 500 anos. A única observação para esses ensaios diz respeito ao trecho final da calha, onde as parcelas de fluxo adjacentes aos muros laterais ultrapassam seu topo (FIGURA 54).

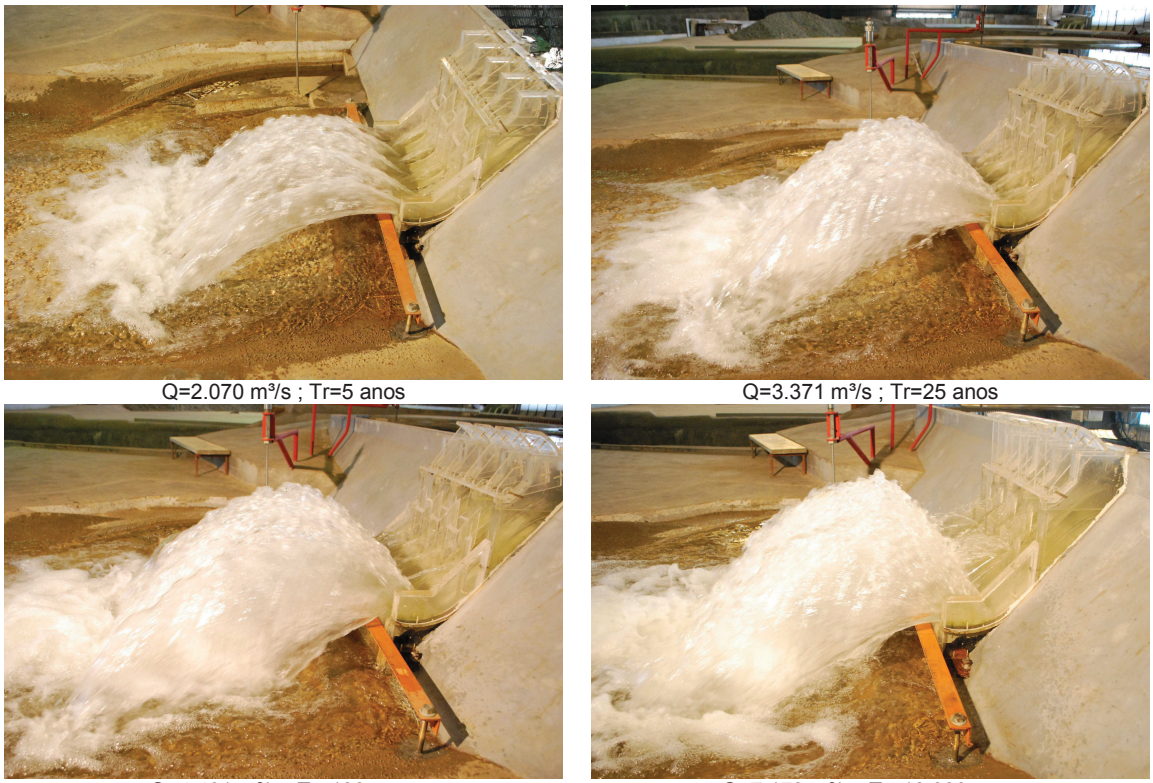


FIGURA 54 - ENSAIOS DA ALTERNATIVA 9 (PILARES ALARGADOS; η=0,50; θ=19,0°)

É interessante notar que para essas vazões os rabos de galo formados pelo encontro das ondas de choque são discretos, caindo e sendo incorporados pela lâmina, logo a jusante (FIGURA 55).

FIGURA 55 - COMPORTAMENTO DA ALTERNATIVA 9 (PILARES ALARGADOS; η=0,50; θ=19,0º; Q=3.371 m³/s)

Para a vazão decamilenar os rabos de galo se tornam bastante íngremes e o escoamento dentro da calha assume comportamento instável, porém, menos severo que aquele verificado nos ensaios da Alternativa 8.

4.1.4 Análise do Comportamento Hidráulico

O QUADRO 5 apresenta as características inadequadas relacionadas ao comportamento hidráulico verificadas para cada ensaio (alternativas e vazões).

É importante ressaltar que enquanto os rabos de galo inferiores têm comportamento previsível e constante, os superiores têm comportamento bastante instável. Muitas vezes seguem sobre o núcleo principal do jato, caindo lateralmente pouco a jusante.

Essa instabilidade dos rabos de galo é uma característica presente na maioria dos ensaios utilizando defletores em fenda. O encontro dos rabos de galo dentro da estrutura, que caracteriza um funcionamento inadequado, conforme cita a

bibliografia, ocorreu na maioria dos ensaios utilizando esses defletores. Outro fenômeno que condena a implantação dessas estruturas para vertedouros sob condições de operação semelhantes ao utilizado nos ensaios é o fato de o jato efluente ultrapassar o topo dos muros.

A ocorrência de afogamento, com a estagnação dos rabos de galo nas estruturas com razão de contração de 33 e 16%, Alternativas 4 e 5, respectivamente, condena a utilização dessas estruturas para vertedouro sob mesmas condições.

Os ensaios com pilares alargados mostraram que estas estruturas são mais sensíveis à mudança de vazões. Como exemplo, cita-se o observado nos ensaios da estrutura com razão de contração de 70%, Alternativa 8. Enquanto que para as vazões mais baixas o escoamento comportou-se adequadamente, para as vazões acima da vazão com tempo de recorrência de 100 anos, a instabilidade do escoamento dentro da calha gerou borrifos e transbordamentos que condenam a sua utilização nessas condições. A estrutura da Alternativa 9, por sua vez, teve comportamento melhor e com aspecto tridimensional bem caracterizado.

Estrutura	Tr (anos)	5	25	100	10.000
	Q (m³/s)	2.070	3.371	4.491	7.713
Convencional	ALTERNATIVA 1 η=1,00; θ=0; C. ÚNICA	Adequado	Adequado	Adequado	Rabos de galo instáveis
	ALTERNATIVA 2 η=1,00%; θ=0; C. INDIVIDUAIS	Adequado	Adequado	Adequado	Adequado
Defletores em Fenda	ALTERNATIVA 3 η=0,50 ; θ=14,3º	Adequado	Adequado	Encontro das ondas de choque no limite da estrutura	Fluxo ultrapassa o topo dos defletores
	ALTERNATIVA 4 η=0,33; θ=18,9º	Encontro das ondas de choque dentro da estrutura Rabos de galo verticais	Encontro das ondas de choque dentro da estrutura Rabos de galo verticais	Encontro das ondas de choque dentro da estrutura Rabos de galo verticais Fluxo ultrapassando o topo dos defletores	Fluxo ultrapassando o topo dos defletores Jatos se unem
	ALTERNATIVA 5 η=0,16; θ=23,2º	Ocorrência de afogamento Fluxo ultrapassando o topo dos defletores	Ocorrência de afogamento Fluxo ultrapassando o topo dos defletores	Ocorrência de afogamento Fluxo ultrapassando o topo dos defletores Jatos com tendência vertical	Fluxo ultrapassando o topo dos defletores Jatos se unem
	Alternativa 6 η=0,33; θ=10,1º	Encontro das ondas de choque dentro da estrutura	Encontro das ondas de choque dentro da estrutura	Encontro das ondas de choque dentro da estrutura	Encontro das ondas de choque dentro da estrutura Rabos de galo se chocando com a estrutura
	ALTERNATIVA 7 η=0,25; θ=11,2º; "Y"	Encontro das ondas de choque dentro da estrutura Jatos esbeltos	Encontro das ondas de choque dentro da estrutura Jatos esbeltos Choque dos rabos de galo com a estrutura	Jatos muito esbeltos Choque intenso dos rabos de galo com a estrutura	Jatos muito esbeltos Choque intenso dos rabos de galo com a estrutura Lâmina "cola" na parte superior da fenda
Pilares Alargados	ALTERNATIVA 8 η=0,70 ; θ=15,0º	Adequado Véus Laterais	Jatos íngremes Véus Laterais	Rabos de galo íngremes Fluxo ultrapassando o topo dos muros Véus laterais	Rabos de galo extremamente íngremes Fluxo ultrapassando o topo dos muros Véus laterais muito grandes Extrema Instabilidade
	ALTERNATIVA 9 η=0,50 ; θ=19,0º	Adequado Véus Laterais	Adequado Véus Laterais	Fluxo ultrapassando o topo dos muros	Fluxo ultrapassando o topo dos muros Rabos de galo muito instáveis Borrifos Instabilidade Transbordamento dos muros

QUADRO 5 - RESUMO DAS CARACTERÍSTICAS DE CADA ENSAIO

4.1.4.1 Análise do Comportamento Hidráulico dos Defletores em Fenda

No QUADRO 6 são apresentados os parâmetros do escoamento calculados para a seção da calha imediatamente a montante dos defletores em fenda para as cinco vazões ensaiadas. Esse quadro é válido para todas as alternativas utilizando defletores em fenda, uma vez que a seção onde os parâmetros foram calculados situa-se a montante do início da contração para todos os defletores. Esses parâmetros (profundidade, velocidade e número de Froude) foram calculados utilizando-se o método da camada limite, como proposto por Bauer (1954) e Campbell *et al.* (1965) e confirmada pelo *U.S. Corps of Engineers* (1977).

Esse método é aplicado no caso de vertedouros com lâminas de água espessas, onde o escoamento, na totalidade ou em grande parte da extensão da calha, não se encontra plenamente desenvolvido, situação em que as equações clássicas de perda de carga em regime uniforme não são aplicáveis.

O cálculo da profundidade do escoamento (y) é dado pela soma da profundidade do escoamento potencial (yp) com a espessura de deslocamento (δ_1).

A profundidade do escoamento potencial foi calculada pela aplicação direta da equação de Bernoulli entre o reservatório e a seção imediatamente a montante do início da contração considerando coeficiente de Coriolis igual a unidade.

As equações a seguir determinam a espessura da camada limite (δ), a espessura de deslocamento (δ_1), a espessura de energia (δ_3) e a perda de energia (hp) ao longo da calha, sendo “x”, a extensão medida desde a crista do vertedouro até a seção de cálculo, e “k”, a rugosidade da calha.

$$\frac{\delta}{x} = 0{,}08\left(\frac{x}{k}\right)^{-0{,}233} \quad (13)$$

$$\delta_1 = 0{,}18 \cdot \delta \quad (14)$$

$$\delta_3 = 0{,}22 \cdot \delta \quad (15)$$

$$hp = \frac{\delta_3 \cdot U^3}{2g \cdot q} \quad (16)$$

Condições de Operação			Escoamento Potencial			Camada Limite				Escoamento Considerando Perdas			
Tr (anos)	Q (m³/s)	NAR (m)	q (m³/s/m)	yp (m)	U (m/s)	x (m)	δ	δ1	δ3	y (m)	U (m/s)	hp (m)	Fr
5	2.070	635,00	45,39	1,51	30,15	55,00	0,45	0,08	0,10	1,59	28,62	3,02	7,3
25	3.371	635,00	73,93	2,48	29,84	55,00	0,45	0,08	0,10	2,56	28,90	1,80	5,8
100	4.491	635,00	98,49	3,33	29,56	55,00	0,45	0,08	0,10	3,41	28,87	1,31	5,0
10.000	7.173	636,50	157,30	5,35	29,41	55,00	0,45	0,08	0,10	5,43	28,98	0,81	4,0
cota calha:		587,21	m										
decliv calha:		13,49	graus										
largura vão:		11,4	m										
nº vãos:		4	un										
rugosidade k:		0,003	m										

QUADRO 6 - PARÂMETROS A MONTANTE DOS DEFLETORES EM FENDA

Os parâmetros calculados nesse quadro foram plotados no gráfico da FIGURA 56, o qual explica os problemas ocorridos relacionados ao comportamento hidráulico dos defletores em fenda.

O gráfico dessa figura, apresentado por Henderson (1966), mostra duas possibilidades de afogamento para escoamento supercrítico ocorrendo dentro da contração de um canal. A primeira possibilidade está condicionada a disponibilidade de energia mínima para a passagem do escoamento pela contração. A segunda considera a ocorrência de um ressalto hidráulico imediatamente a montante da contração, mesmo que a primeira condição tenha sido atendida. Essas curvas são descritas pelas equações a seguir, formuladas por Yarnell (1934) as quais distinguem entre escoamento não afogado (classe “A”) e afogado (classe “B”).

$$\eta^2 = \frac{27 \cdot Fr_1^2}{\left(2 + Fr_1^2\right)^3} \tag{17}$$

$$\eta = \frac{\left(2 + 1/\eta\right)^3 Fr_3^4}{\left(1 + 2Fr_3^2\right)^3} \tag{18}$$

Para escoamentos com parâmetros (número de Froude e razão de contração) situados à esquerda da primeira curva o afogamento é inevitável devido à indisponibilidade de energia para passagem pela seção contraída. Para escoamentos com parâmetros situados à direita da segunda curva (tracejada), é impossível ocorrer afogamento, a menos da influência de ondas oblíquas. A região compreendida entre essas duas curvas representa a condição hidráulica onde o afogamento pode ou não ocorrer.

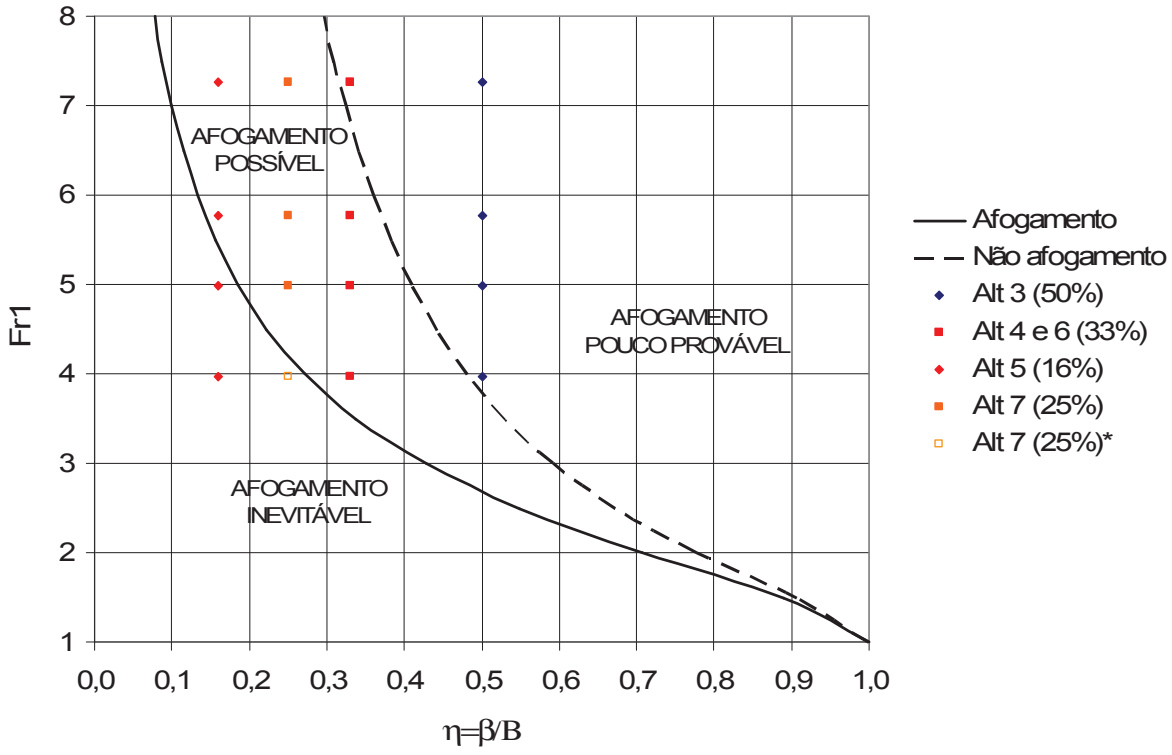


FIGURA 56 - CONDIÇÃO DOS ENSAIOS COM DEFLETORES EM FENDA EM RELAÇÃO AO AFOGAMENTO

NOTA:

Se os defletores em fenda com razão de contração de 25% (Alternativa 7) não tivessem seção transversal em "Y", configurando menor contração da parte superior dos muros, preenchida para as vazões acima da centenária, a condição hidráulica imposta para a vazão de 7.173 m³/s estaria dentro da Classe "B" como mostrado no ponto denominado 25%*.

A plotagem dos números de Froude calculados no QUADRO 6 nesse gráfico, em função das razões de contração dos defletores em fenda utilizados, explica o comportamento inadequado observado nos ensaios dessas estruturas, com exceção da Alternativa 3 (razão de contração de 50%).

4.1.4.2 Análise do Comportamento Hidráulico dos Pilares Alargados

Da mesma forma que para os ensaios utilizando defletores em fenda, os ensaios utilizando pilares alargados tiveram os parâmetros do escoamento calculados na seção logo a montante da contração, os quais estão apresentados no QUADRO 7.

Condições de Operação			Escoamento Potencial			Camada Limite				Escoamento Considerando Perdas			
Tr (anos)	Q (m³/s)	NAR (m)	q (m³/s/m)	yp (m)	U (m/s)	x (m)	δ	δ1	δ3	y (m)	U (m/s)	hp (m)	Fr
5	2.070	635,00	45,39	1,81	25,08	30,00	0,28	0,05	0,06	1,86	24,40	1,09	5,7
25	3.371	635,00	73,93	2,99	24,76	30,00	0,28	0,05	0,06	3,04	24,35	0,65	4,5
100	4.491	635,00	98,49	4,02	24,48	30,00	0,28	0,05	0,06	4,07	24,18	0,47	3,8
10.000	7.173	636,50	157,30	6,44	24,42	30,00	0,28	0,05	0,06	6,49	24,23	0,29	3,0
cota calha:		601,72	m										
decliv calha:		47,23	graus										
largura vão:		11,4	m										
nº vãos:		4	un										
rugosidade k:		0,003	m										

QUADRO 7 - PARÂMETROS A MONTANTE DOS PILARES ALARGADOS

Esses parâmetros também foram plotados no gráfico apresentado por Henderson (1966), mostrado na FIGURA 57. Observando-se o gráfico, pode-se notar que as vazões ensaiadas estão dentro da Classe “A”, onde o afogamento é pouco provável. Isso explica o comportamento hidráulico razoável verificado nos ensaios utilizando pilares alargados.

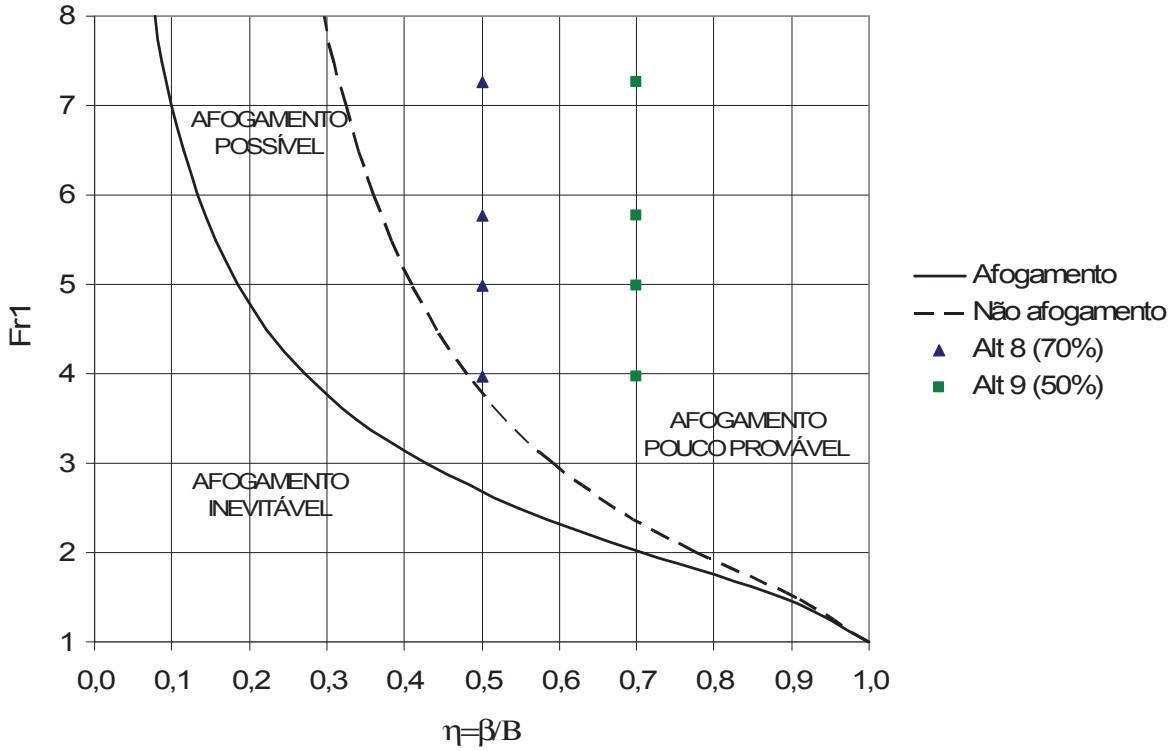


FIGURA 57 - CONDIÇÃO DOS ENSAIOS COM PILARES ALARGADOS EM RELAÇÃO AO AFOGAMENTO

4.1.5 Critérios para Projeto de Defletores em Fenda e Pilares Alargados

Durante a revisão da literatura disponível não foram encontrados critérios para o dimensionamento da geometria dos pilares alargados e defletores em fenda, a não ser algumas recomendações sobre a faixa de aplicação dos parâmetros razão de contração (η) e ângulo de deflexão (θ). O presente estudo propõe um critério para o dimensionamento preliminar dessas estruturas, considerando as condições hidráulicas de operação do vertedouro representadas pelo número de Froude.

Este critério visa garantir que o encontro das ondas de choque ocorra fora da estrutura do defletor, eliminando, assim, a possibilidade de afogamento como observado em alguns ensaios e de vibrações, conforme cita a bibliografia.

4.1.5.1 Ângulo da Onda de Choque “β” e Parâmetro “te/tc”

Henderson (1966) estudou o efeito de transições em canais com escoamentos supercríticos. Segundo o autor, a deflexão do muro de um canal configura-se como um obstáculo ao escoamento. Um obstáculo sólido qualquer dentro de um canal com escoamento supercrítico pode ser analisado de forma análoga a passagem de uma partícula sólida com velocidade “U”, igual à velocidade do escoamento supercrítico, dentro de um fluido estacionário.

Essa partícula originará frentes de onda que se propagarão em todas as direções com celeridade “C”. Se U>C, caso do escoamento supercrítico, a partícula cruzará as frentes de onda por ela geradas. Em qualquer posição da sua trajetória essa partícula terá deixado para trás várias frentes de ondas que poderão ser envelopadas por uma única tangente que se constitui na chamada onda de choque.

Com base nessas considerações, Henderson (1966) apresenta a forma como um escoamento supercrítico se desenvolve ao adentrar uma região contraída de um canal. Nesse estudo, o autor chama de “β", o ângulo formado entre a onda de choque e a direção do fluxo antes de passar pela contração.

No presente estudo, essa análise foi transferida para o caso dos defletores em fenda e pilares alargados, conforme a FIGURA 58. Nessa figura, o escoamento é mostrado em planta e três seções transversais distintas denominadas 1, 2 e 3.

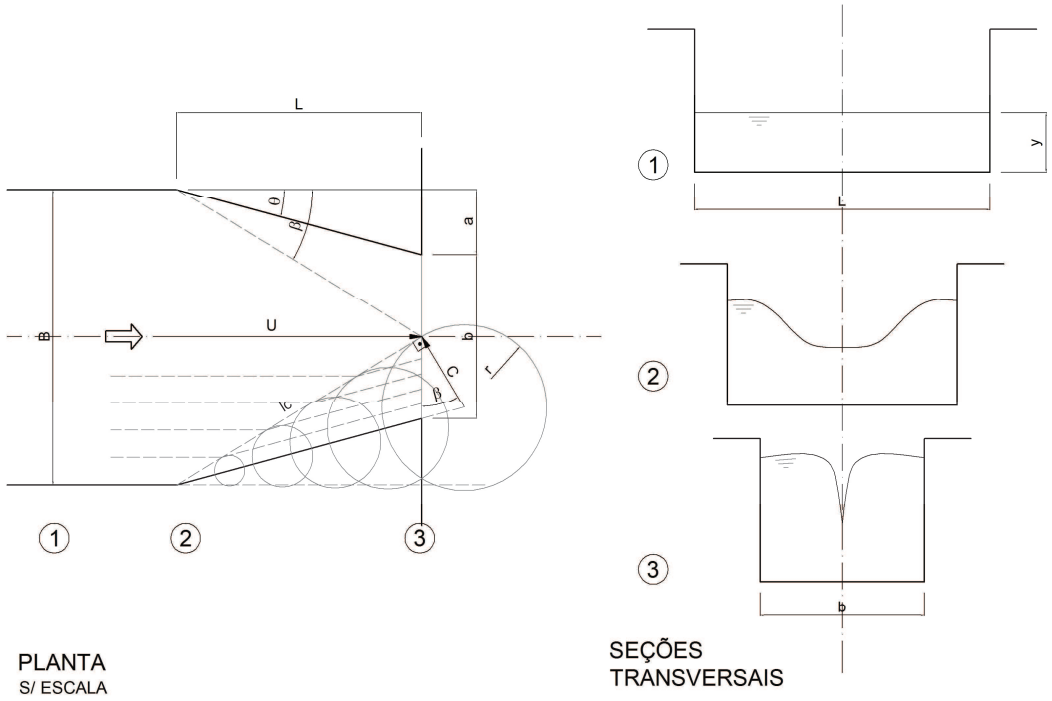


FIGURA 58 - PROCESSO DE FORMAÇÃO, PROPAGAÇÃO E COLISÃO DAS ONDAS DE CHOQUE NOS DEFLETORES EM FENDA E PILARES ALARGADOS

Conforme citado por GAO, LIU & GUO (2000), a ocorrência do encontro das ondas de choque fora da estrutura é uma condição para que a estrutura não sofra com vibrações excessivas. Assumindo essa informação da bibliografia como condição exigida para a operação adequada de defletores em fenda e pilares alargados, pode-se estabelecer um critério para dimensionamento hidráulico dessas estruturas baseado no parâmetro β_{lim}, definido no presente estudo como ângulo limite das ondas de choque para que seu encontro ocorra na borda da estrutura, conforme segue.

$$\beta_{\lim} = arctg\left(\frac{B/2}{L}\right) \tag{19}$$

Para que essa condição ocorra, é necessário que o tempo que o escoamento necessita para se deslocar ente as seções de início (2) e término (3) da contração seja menor do que o tempo que a frente de onda necessita para alcançar o eixo do vão do defletor, quando então, colidirá com a frente de onda oposta.

O tempo necessário para o deslocamento do escoamento, no eixo do defletor, entre as seções citadas é definido por:

$$U = \frac{L}{t_e} \therefore t_e = \frac{L}{U} \tag{20}$$

O tempo necessário para o deslocamento da frente de onda, desde a sua origem até o ponto de encontro com a frente de onda oposta é definido por:

$$C = \frac{r}{t_c} \therefore t_c = \frac{r}{C} \tag{21}$$

sendo a velocidade da frente de onda para grandes perturbações igual a:

$$C = \sqrt{\frac{g \cdot l}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi \cdot y}{l}\right)} \tag{22}$$

onde o comprimento de onda, relativo à largura do canal, como proposto por Engelund e Munch-Petersen (1953) é igual a:

$$l = b \cdot \cos\beta \tag{23}$$

e a distância percorrida definida pela seguinte equação:

$$\tan(\beta - \theta) = \frac{r}{l_c} \tag{24}$$

$$\cos\beta = \frac{L}{l_c} \therefore l_c = \frac{L}{\cos\beta} \tag{25}$$

$$\tan(\beta - \theta) = \frac{r}{L}\cos\beta \tag{26}$$

$$r = \frac{L \cdot \tan(\beta - \theta)}{\cos\beta} \tag{27}$$

A equação resultante das substituições é:

$$t_c = \frac{r}{C} = \frac{L \cdot \tan(\beta - \theta)}{\cos\beta \sqrt{\frac{g \cdot b \cdot \cos\beta}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi \cdot y}{b \cdot \cos\beta}\right)}} \tag{28}$$

Vale notar que as frentes de onda se movem em direção ao eixo do vão ao mesmo tempo em que são arrastadas para jusante. Logo, a onda de choque formada pelo envelopamento dessas frentes está alinhada segundo o ângulo “β". Isso justifica adotar-se o comprimento de onda como a largura da seção mais contraída multiplicada por “cos β".

Utilizando-se os dados do QUADRO 6 e do QUADRO 7, calculou-se o ângulo “β” e o parâmetro “te/tc” para as vazões de cada alternativa ensaiada em modelo reduzido, os quais estão mostrados no QUADRO 8.

Segundo esse critério, para operação adequada, o defletor deverá ter geometria e condições hidráulicas que resultem em um valor do parâmetro “te/tc” menor do que a unidade.

Considera-se que o critério forneceu bons resultados, pois nos ensaios em que o cálculo parâmetro “te/tc” resultou menor do que a unidade, o encontro das ondas de choque opostas ocorreu, de fato, fora da estrutura do defletor, ou seja, após o término dos muros.

A única exceção ocorreu para a Alternativa 4, onde apesar do parâmetro ter resultado menor do que a unidade, o encontro das ondas de choque ocorreu dentro da estrutura. Esse resultado contrário pode ser explicado pela influência de outras características geométricas e hidráulicas não consideradas nos cálculos, como por exemplo, a influência da curvatura da calha na região do defletor.

Q (m³/s)	y (m)	U (m/s)	Fr	η	B (m)	b (m)	θ (graus)	θ (rad)	L (m)	a (m)	β (graus)	β (rad)	te (s)	tc (s)	te/tc
Alternativa 3 (Defletores em Fenda η=0,50; θ=14,3º, seção retangular)															
2.070	1,59	28,62	7,26	0,50	11,40	5,70	14,3	0,25	11,18	2,85	27,01	0,47	0,39	0,82	0,48
3.371	2,56	28,90	5,77	0,50	11,40	5,70	14,3	0,25	11,18	2,85	27,01	0,47	0,39	0,74	0,52
4.491	3,41	28,87	4,99	0,50	11,40	5,70	14,3	0,25	11,18	2,85	27,01	0,47	0,39	0,72	0,54
7.173	5,43	28,98	3,97	0,50	11,40	5,70	14,3	0,25	11,18	2,85	27,01	0,47	0,39	0,71	0,54
Alternativa 4 (Defletores em Fenda η=0,33; θ=18,9º, seção retangular)															
2.070	1,59	28,62	7,26	0,33	11,40	3,76	18,9	0,33	11,15	3,82	27,07	0,47	0,39	0,52	0,75
3.371	2,56	28,90	5,77	0,33	11,40	3,76	18,9	0,33	11,15	3,82	27,07	0,47	0,39	0,47	0,82
4.491	3,41	28,87	4,99	0,33	11,40	3,76	18,9	0,33	11,15	3,82	27,07	0,47	0,39	0,46	0,84
7.173	5,43	28,98	3,97	0,33	11,40	3,76	18,9	0,33	11,15	3,82	27,07	0,47	0,38	0,45	0,85
Alternativa 5 (Defletores em Fenda η=0,16; θ=23,2º, seção retangular)															
2.070	1,59	28,62	7,26	0,16	11,40	1,82	23,2	0,40	11,17	4,79	27,03	0,47	0,39	0,24	1,61
3.371	2,56	28,90	5,77	0,16	11,40	1,82	23,2	0,40	11,17	4,79	27,03	0,47	0,39	0,22	1,76
4.491	3,41	28,87	4,99	0,16	11,40	1,82	23,2	0,40	11,17	4,79	27,03	0,47	0,39	0,21	1,81
7.173	5,43	28,98	3,97	0,16	11,40	1,82	23,2	0,40	11,17	4,79	27,03	0,47	0,39	0,21	1,83
Alternativa 6 (Defletores em Fenda η=0,33; θ=10,1º, seção retangular)															
2.070	1,59	28,62	7,26	0,33	11,40	3,76	10,1	0,18	21,44	3,82	14,89	0,26	0,75	0,53	1,42
3.371	2,56	28,90	5,77	0,33	11,40	3,76	10,1	0,18	21,44	3,82	14,89	0,26	0,74	0,47	1,57
4.491	3,41	28,87	4,99	0,33	11,40	3,76	10,1	0,18	21,44	3,82	14,89	0,26	0,74	0,46	1,62
7.173	5,43	28,98	3,97	0,33	11,40	3,76	10,1	0,18	21,44	3,82	14,89	0,26	0,74	0,45	1,65
Alternativa 7 (Defletores em Fenda η=0,25; θ=11,2º, seção em "Y")															
2.070	1,59	28,62	7,26	0,25	11,40	2,85	11,2	0,20	21,59	4,28	14,79	0,26	0,75	0,40	1,89
3.371	2,56	28,90	5,77	0,25	11,40	2,85	11,2	0,20	21,59	4,28	14,79	0,26	0,75	0,36	2,10
4.491	3,41	28,87	4,99	0,25	11,40	2,85	11,2	0,20	21,59	4,28	14,79	0,26	0,75	0,34	2,17
Alternativa 8 (Pilares Alargados η=0,70; θ=15,0º, seção retangular)															
2.070	1,86	24,40	5,71	0,70	11,40	7,98	15,0	0,26	6,38	1,71	41,77	0,73	0,26	1,26	0,21
3.371	3,04	24,35	4,46	0,70	11,40	7,98	15,0	0,26	6,38	1,71	41,77	0,73	0,26	1,20	0,22
4.491	4,07	24,18	3,82	0,70	11,40	7,98	15,0	0,26	6,38	1,71	41,77	0,73	0,26	1,19	0,22
7.173	6,49	24,23	3,04	0,70	11,40	7,98	15,0	0,26	6,38	1,71	41,77	0,73	0,26	1,18	0,22
Alternativa 9 (Pilares Alargados η=0,50; θ=19,0º, seção retangular)															
2.070	1,86	24,40	5,71	0,50	11,40	5,70	19,0	0,33	8,28	2,85	34,55	0,60	0,34	0,79	0,43
3.371	3,04	24,35	4,46	0,50	11,40	5,70	19,0	0,33	8,28	2,85	34,55	0,60	0,34	0,74	0,46
4.491	4,07	24,18	3,82	0,50	11,40	5,70	19,0	0,33	8,28	2,85	34,55	0,60	0,34	0,73	0,47
7.173	6,49	24,23	3,04	0,50	11,40	5,70	19,0	0,33	8,28	2,85	34,55	0,60	0,34	0,73	0,47

QUADRO 8 - RELAÇÃO TE/TC PARA CADA ALTERNATIVA ENSAIADA

4.1.6 Problemas de Operação Assimétrica

A utilização de pilares alargados exige operação cuidadosa. Quando aberto apenas um vão, parcelas do fluxo se propagam lateralmente, abrangendo toda a calha do vertedouro (FIGURA 59). A profundidade é muito pequena e, consequentemente, o perfil do jato também é delgado. No modelo, parece-se muito com um véu. O problema é que o fluxo atinge as margens, gerando uma situação desfavorável.

FIGURA 59 - OPERAÇÃO DE APENAS UM VÃO DO VERTEDOURO DA ALTERNATIVA 9 (PILARES ALARGADOS; η=0,50 ; θ=19,0º)

Ao se abrir mais um vão, adjacente ao que já estava aberto, pode-se perceber claramente a formação de um rabo de galo de grande dimensão na direção do eixo do pilar. O jato adquire um formato tridimensional. Mas o problema de interferência com as margens permanece (FIGURA 60).

FIGURA 60 - OPERAÇÃO DE DOIS VÃOS DO VERTEDOURO DA ALTERNATIVA 9 (PILARES ALARGADOS; η=0,50 ; θ=19,0º)

Com três vãos abertos a situação se torna ainda mais severa, pois o desequilíbrio nas quantidades de movimento direciona uma parcela de fluxo de encontro ao muro lateral do vão inoperante, segundo um ângulo ainda mais aberto. Este efeito é propagado para fora da estrutura do vertedouro, conforme pode ser visto na FIGURA 61.

FIGURA 61 - OPERAÇÃO DE TRÊS VÃOS DO VERTEDOURO DA ALTERNATIVA 9 (PILARES ALARGADOS; η=0,50 ; θ=19,0º)

4.2 FOSSA DE EROSÃO

Para cada ensaio foram levantados cinco perfis longitudinais da fossa de erosão formada, o que permitiu sua caracterização e a elaboração de plantas topográficas. Além disso, o ponto mais profundo de cada fossa de erosão foi medido e referenciado em relação aos perfis pré-estabelecidos.

No QUADRO 9 são apresentadas as elevações do ponto mais profundo da fossa de erosão e do ponto mais alto da barra de blocos (Dmax e Dmín) e sua distância em relação ao pé da barragem (L) para cada ensaio. Essas características são detalhadas em plantas topográficas nos subitens a seguir.

Ensaio	Tr (anos)	5		25		100		10.000	
	Q (m³/s)	2.070		3.371		4.491		7.173	
	Elevação e Distância	D (m)	L (m)	D (m)	L (m)	D (m)	L (m)	D (m)	L (m)
Alternativa 1	Máx (erosão)	547	98	537	113	532	130	518	148
	Mín (barra)	571	140	573	218	573	258	571	325
Alternativa 2	Máx (erosão)	547	98	539	105	534	113	524	110
	Mín (barra)	571	148	571	198	572	205	573	245
Alternativa 3	Máx (erosão)	550	100	541	110	536	115	526	123
	Mín (barra)	569	140	571	170	571	210	571	300
Alternativa 4	Máx (erosão)	551	105	545	113	541	113	529	135
	Mín (barra)	571	148	570	193	572	215	573	240
Alternativa 5	Máx (erosão)	555	95	551	70	543	95	527	130
	Mín (barra)	570	120	569	150	571	150	573	230
Alternativa 6	Máx (erosão)	547	108	540	113	535	115	526	120
	Mín (barra)	571	145	571	195	572	195	572	303
Alternativa 7	Máx (erosão)	548	103	541	110	537	115	525	113
	Mín (barra)	571	163	571	220	571	205	571	240
Alternativa 8	Máx (erosão)	550	108	547	118	544	128	534	120
	Mín (barra)	571	163	571	170	572	208	573	230
Alternativa 9	Máx (erosão)	552	98	548	108	545	100	541	90
	Mín (barra)	570	168	571	190	571	195	572	220

QUADRO 9 - ELEVAÇÕES DA FOSSA DE EROSÃO DA BARRA DE BLOCOS

4.2.1 Fossa de Erosão Formada pelos Vertedouros Convencionais

Os ensaios para o vertedouro convencional da UHE Mauá, que está sendo construída no rio Tibagi, foram repetidos no presente estudo, obtendo-se resultados plenamente compatíveis com os obtidos à época dos estudos para implantação dessa usina. Estes resultados foram compilados em relatório do CEHPAR (2006), o qual faz as seguintes considerações sobre esse vertedouro:

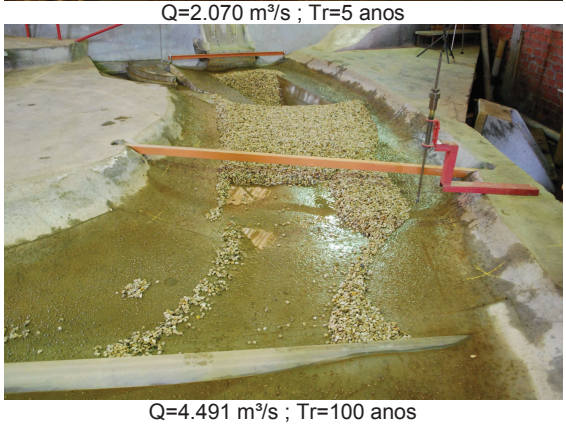
- Nas imediações da região de impacto do jato, houve recirculação, tendo sentido anti-horário a montante e horário a jusante dessa região;
- A deposição do material erodido atingiu e alterou o escoamento sobre o vertedouro da usina a jusante para vazões com tempo de recorrência superior a 25 anos;
- Nos testes cujas vazões tinham tempo de recorrência maior que 100 anos, o escoamento galgou os septos rochosos remanescentes entre o leito do rio e os canais de restituição da vazão das adufas e de restituição da vazão da usina complementar;
- A máxima velocidade registrada a jusante foi de 11,2 m/s;
- A erosão atingiu a sua maior profundidade, correspondente à elevação 520 m, durante o teste com a vazão de 7.173 m³/s (tempo de recorrência de 10.000 anos).

4.2.1.1 Fossa de Erosão da Alternativa 1 (Convencional; η=1,00; θ=0°; calha única)

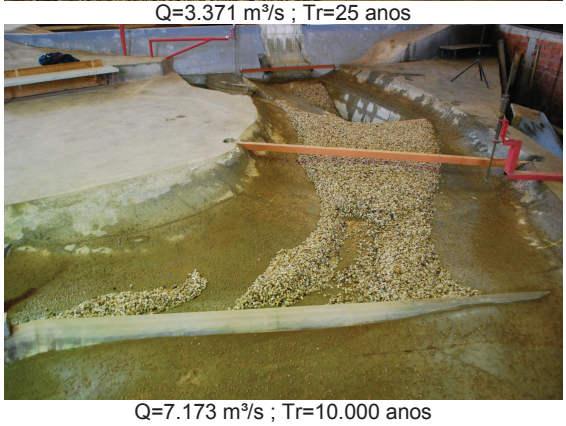
Nos novos ensaios realizados para o vertedouro supracitado, chamado de Alternativa 1 (FIGURA 62), verificou-se ainda que ocorre um crescimento considerável da profundidade máxima de erosão com o aumento da vazão. Nos ensaios para a vazão correspondente a cheia decamilenar, essa profundidade alcançou 44 m em relação ao leito original (FIGURA 63). A altura máxima de deposição do material da fossa de erosão não se alterou muito entre as vazões ensaiadas, ficando próxima de 10 m. Para vazões as maiores vazões o material arrastado chega até a barragem a jusante, sendo que para a vazão de 7.173 m³/s parte do material transpõe sua soleira.

Q=2.070 m³/s ; Tr=5 anos

Q=3.371 m³/s ; Tr=25 anos

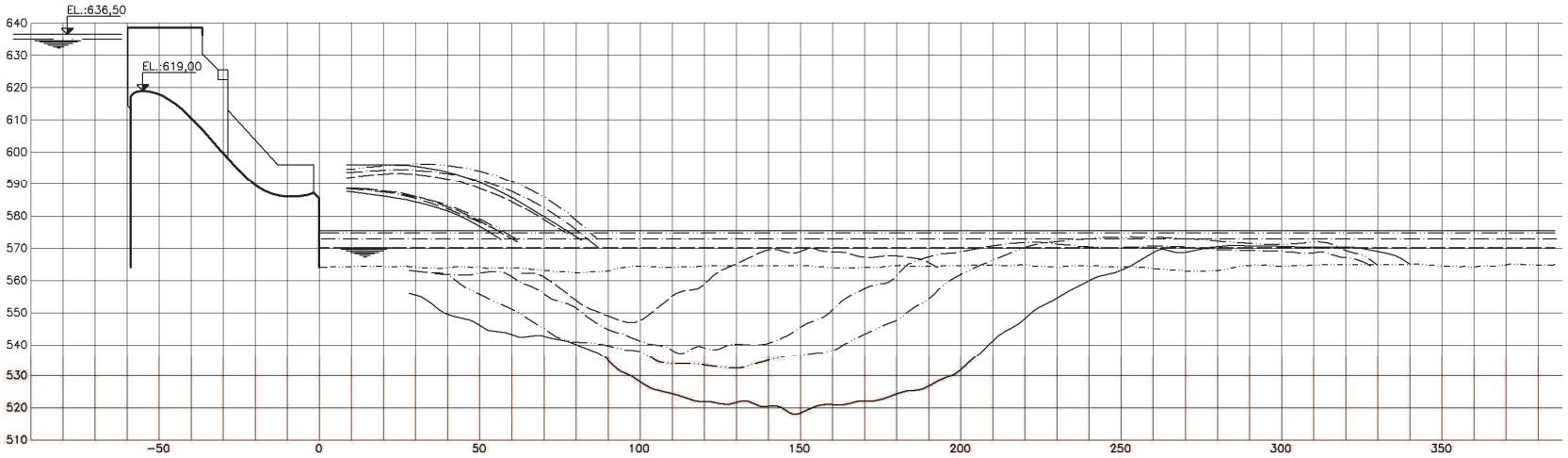


Q=4.491 m³/s ; Tr=100 anos

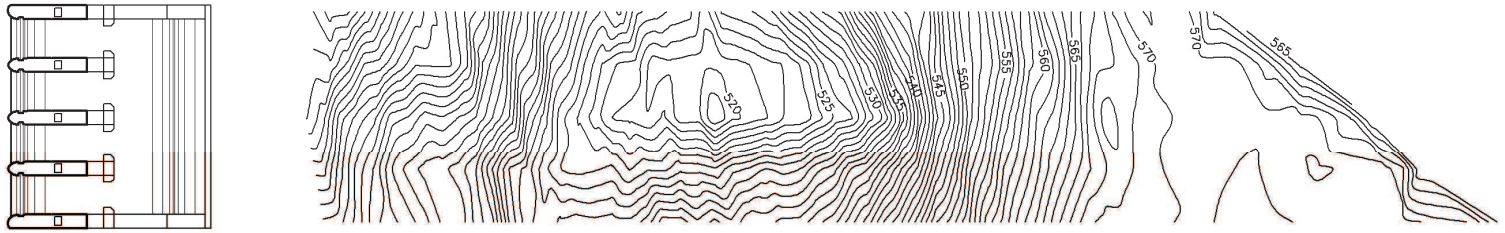


Q=7.173 m³/s ; Tr=10.000 anos

FIGURA 62 - FOSSA DE EROSÃO DA ALTERNATIVA 1 (CONVENCIONAL; η=100%; θ=0; CALHA ÚNICA)



CORTE LONGITUDINAL - FOSSA DE EROSÃO APÓS ENSAIOS COM VAZÕES TR = 5, 25, 100 E 10.000 ANOS



PLANTA - FOSSA DE EROSÃO APÓS ENSAIOS COM VAZÃO COM TR = 10.000 ANOS

NATURAL
ENSAIO COM Q=2.070 m3/s (Tr=5 anos)
ENSAIO COM Q=3.371 m3/s (Tr=25 anos)
ENSAIO COM Q=4.491 m3/s (Tr=100 anos)
ENSAIO COM Q=4.491 m3/s (Tr=10.000 anos)

FIGURA 63 - PLANTA E CORTE LONGITUDINAL DO JATO E FOSSA DA ALTERNATIVA 1 (CONVENCIONAL; η=100%; θ=0; CALHA ÚNICA)

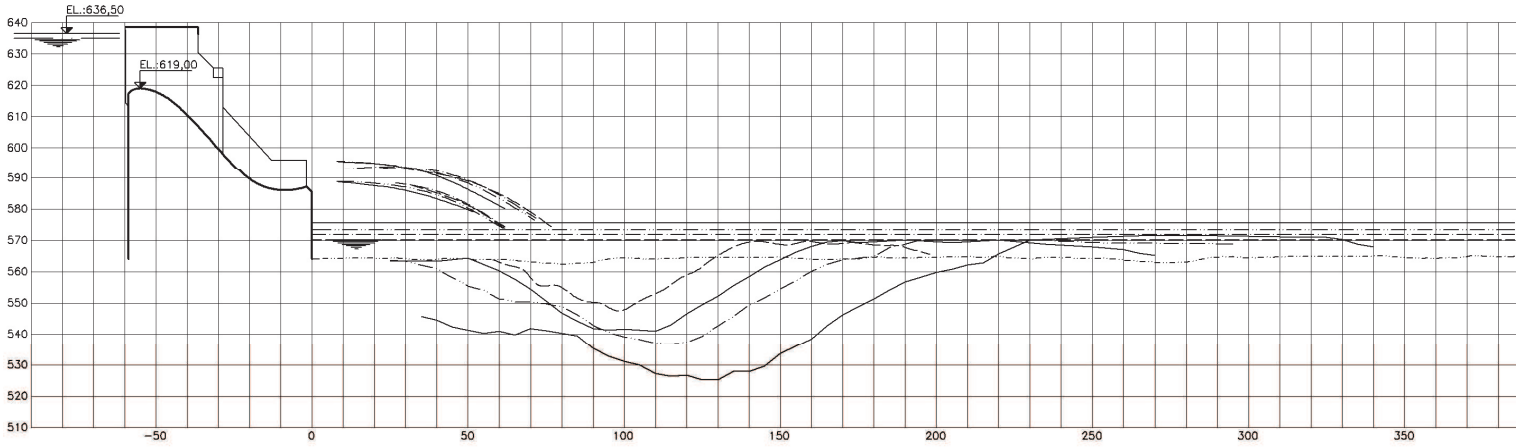
4.2.1.2 Fossa de Erosão da Alternativa 2 (η=1,00; θ=0°; calhas individuais)

Nos ensaios da Alternativa 2 verificou-se uma redução das profundidades máximas de erosão em relação a Alternativa 1, alcançando 38 m para a vazão correspondente a cheia decamilenar. Houve também redução significativa do volume de material erodido, conforme pode ser observado, comparando-se a FIGURA 65 e a FIGURA 64. Não houve mudanças aparentes nas características da barra de blocos e do material arrastado em relação a Alternativa 1.

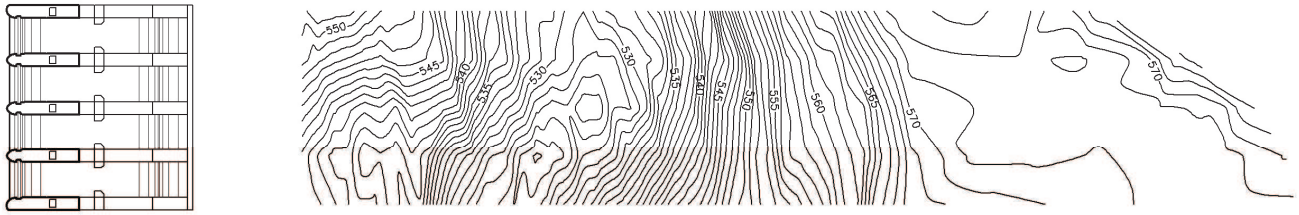
Q=2.070 m³/s ; Tr=5 anos | Q=3.371 m³/s ; Tr=25 anos

Q=4.491 m³/s ; Tr=100 anos | Q=7.173 m³/s ; Tr=10.000 anos

FIGURA 64 - FOSSA DE EROSÃO DA ALTERNATIVA 2 (CONVENCIONAL; η=100%; θ=0; CALHAS INDIVIDUAIS)



CORTE LONGITUDINAL - FOSSA DE EROSÃO APÓS ENSAIOS COM VAZÕES TR = 5, 25, 100 E 10.000 ANOS



PLANTA - FOSSA DE EROSÃO APÓS ENSAIOS COM VAZÃO COM TR = 10.000 ANOS

NATURAL
ENSAIO COM Q=2.070 m3/s (Tr=5 anos)
ENSAIO COM Q=3.371 m3/s (Tr=25 anos)
ENSAIO COM Q=4.491 m3/s (Tr=100 anos)
ENSAIO COM Q=4.491 m3/s (Tr=10.000 anos)

FIGURA 65 - PLANTA E CORTE LONGITUDINAL DO JATO E FOSSA DA ALTERNATIVA 2 (CONVENCIONAL; η=100%; θ=0; CALHAS INDIVIDUAIS)

4.2.2 Fossa de Erosão Formada pelos Vertedouros com Defletores em Fenda

As medições das fossas de erosão formadas após os ensaios com defletores em fenda demonstraram uma pequena redução da profundidade. No entanto, os perfis longitudinais de erosão têm formato triangular, caracterizando taludes de montante e jusante, aproximadamente planos, diferentemente dos ensaios utilizando-se os vertedouros convencionais (Alternativas 1 e 2), os quais resultaram em perfis arredondados. A barra formada a jusante foi, consideravelmente, mais baixa e abatida em relação ao teste com vertedouro convencional. Como conseqüência, o volume de erosão resultante foi menor, conforme será demonstrado no item 4.2.4.2.

Para as vazões menores, a seção transversal da fossa de erosão teve formato ondulado, com a formação de vales com eixos coincidentes com os eixos dos vãos do vertedouro, conforme FIGURA 66, efeito provocado pela formação de rolos submersos paralelos ao fluxo.

FIGURA 66 - FORMATO ONDULADO DA FOSSA DE EROSÃO DA ALTERNATIVA 3 (DEFLETORES EM FENDA; η=50%; θ=14,3°; RETANGULAR; Q=2.070 m³/s)

Para os ensaios com a vazão correspondente a cheia centenária a fossa de erosão começou a perder essa ondulação transversal característica e as profundidades foram mais pronunciadas. Uma característica importante da erosão formada nos ensaios para os vertedouros providos de defletores em fenda foi o formato bastante abatido na barra de blocos.

4.2.2.1 Fossa de Erosão da Alternativa 3 (η=0,50; θ=14,3°; retangular)

Os ensaios para os defletores da Alternativa 3 resultaram em fossas de erosão relativamente pequenas até a vazão de 3.371 m³/s com fundo ondulado e pequena barra de blocos (FIGURA 67). A profundidade máxima de erosão medida de 36 m não representa uma diminuição significativas em relação à Alternativa 2 (FIGURA 68).

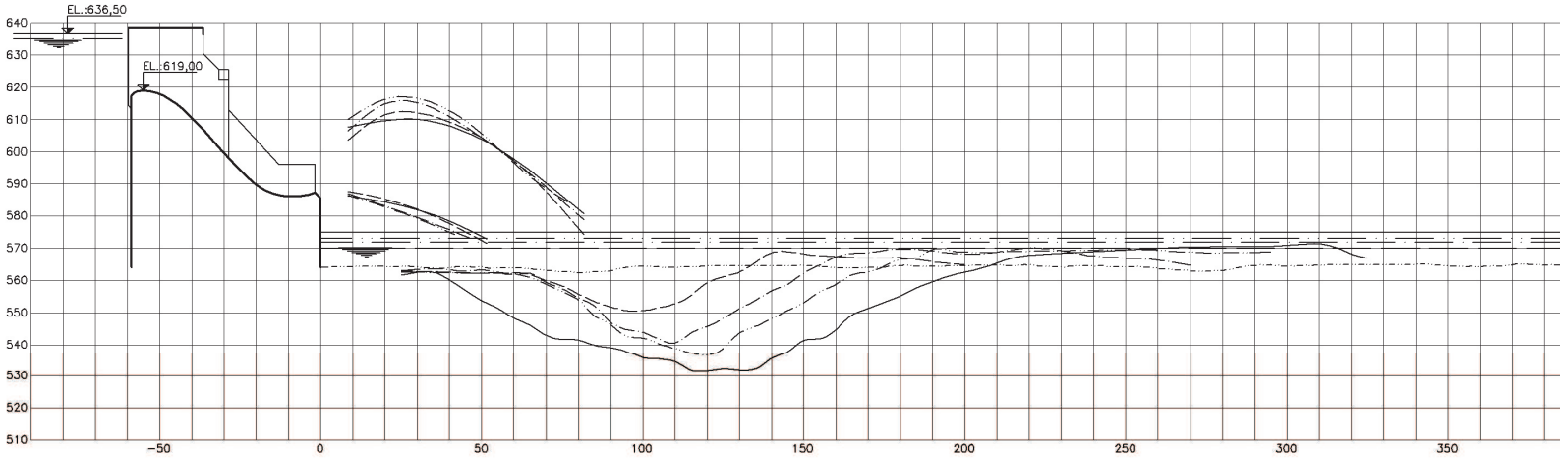
Q=2.070 m³/s ; Tr=5 anos

Q=3.371 m³/s ; Tr=25 anos

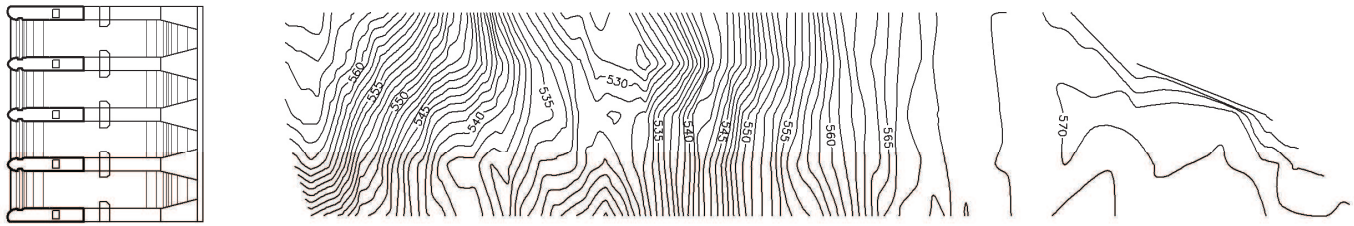
Q=4.491 m³/s ; Tr=100 anos

Q=7.173 m³/s ; Tr=10.000 anos

FIGURA 67 - FOSSA DE EROSÃO DA ALTERNATIVA 3 (DEFLETORES EM FENDA; η=50%; θ=14,3°; RETANGULAR)



CORTE LONGITUDINAL - FOSSA DE EROSÃO APÓS ENSAIOS COM VAZÕES TR = 5, 25, 100 E 10.000 ANOS



PLANTA - FOSSA DE EROSÃO APÓS ENSAIOS COM VAZÃO COM TR = 10.000 ANOS

NATURAL
ENSAIO COM Q=2.070 m3/s (Tr=5 anos)
ENSAIO COM Q=3.371 m3/s (Tr=25 anos)
ENSAIO COM Q=4.491 m3/s (Tr=100 anos)
ENSAIO COM Q=4.491 m3/s (Tr=10.000 anos)

FIGURA 68 - PLANTA E CORTE LONGITUDINAL DO JATO E FOSSA DA ALTERNATIVA 3 (DEFLETORES EM FENDA; η=50%; θ=14,3º; RETANGULAR)

4.2.2.2 Fossa de Erosão da Alternativa 4 (η=0,33; θ=18,9°; retangular)

As características da fossa de erosão e da barra de blocos dos ensaios para a Alternativa 4 foram semelhantes às da Alternativa 3 (FIGURA 69), com redução de pouco mais de um metro na profundidade máxima de erosão em relação àquela alternativa.

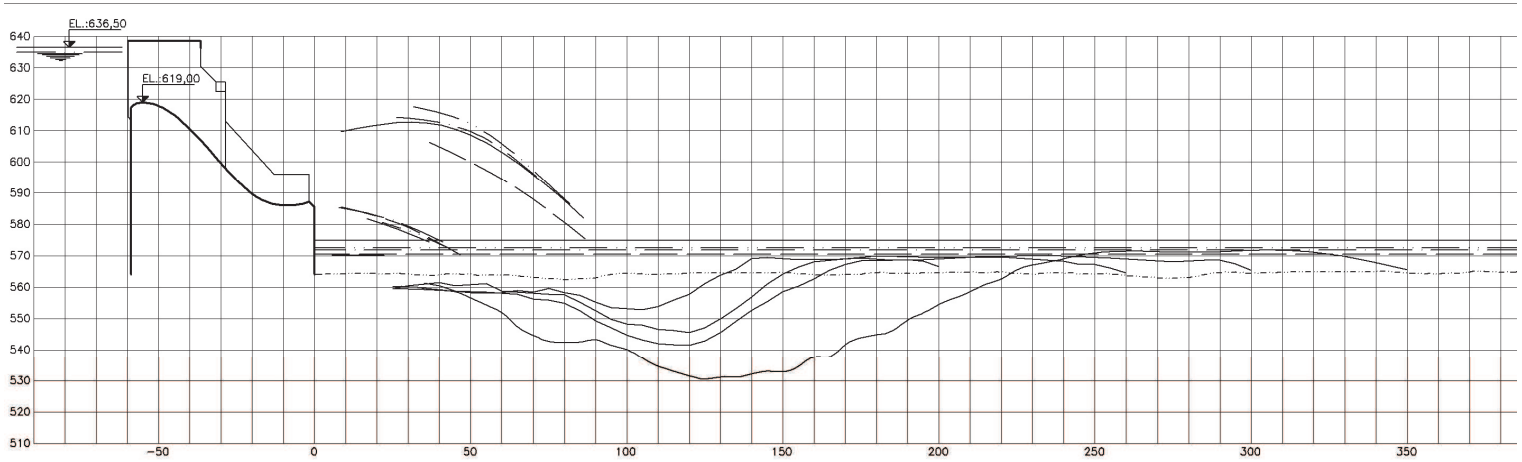
Q=2.070 m³/s ; Tr=5 anos

Q=3.371 m³/s ; Tr=25 anos

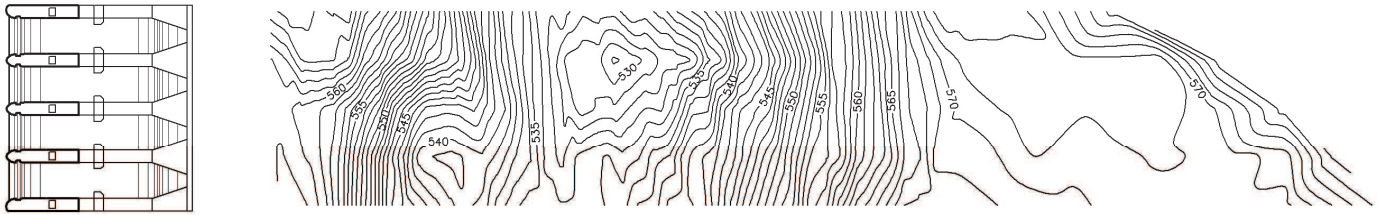
Q=4.491 m³/s ; Tr=100 anos

Q=7.173 m³/s ; Tr=10.000 anos

FIGURA 69 - FOSSA DE EROSÃO DA ALTERNATIVA 4 (DEFLETORES EM FENDA; η=33%; θ=18,9°; RETANGULAR)



CORTE LONGITUDINAL - FOSSA DE EROSÃO APÓS ENSAIOS COM VAZÕES TR = 5, 25, 100 E 10.000 ANOS



PLANTA - FOSSA DE EROSÃO APÓS ENSAIOS COM VAZÃO COM TR = 10.000 ANOS

NATURAL
ENSAIO COM Q=2.070 m3/s (Tr=5 anos)
ENSAIO COM Q=3.371 m3/s (Tr=25 anos)
ENSAIO COM Q=4.491 m3/s (Tr=100 anos)
ENSAIO COM Q=4.491 m3/s (Tr=10.000 anos)

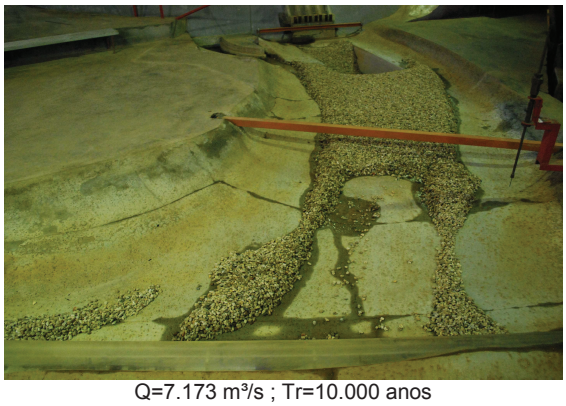
FIGURA 70 - PLANTA E CORTE LONGITUDINAL DO JATO E FOSSA DA ALTERNATIVA 4 (DEFLETORES EM FENDA; η=33%; θ=18,9º; RETANGULAR)

4.2.2.3 Fossa de Erosão da Alternativa 5 (η=0,16; θ=23,2°; retangular)

Esta alternativa teve resultados divergentes daqueles verificados nas Alternativas 3 e 4, evidenciados por um acréscimo na profundidade máxima medida após o ensaio para a maior vazão (FIGURA 71), além de um deslocamento para montante do perfil longitudinal de erosão para as primeiras vazões (FIGURA 72).

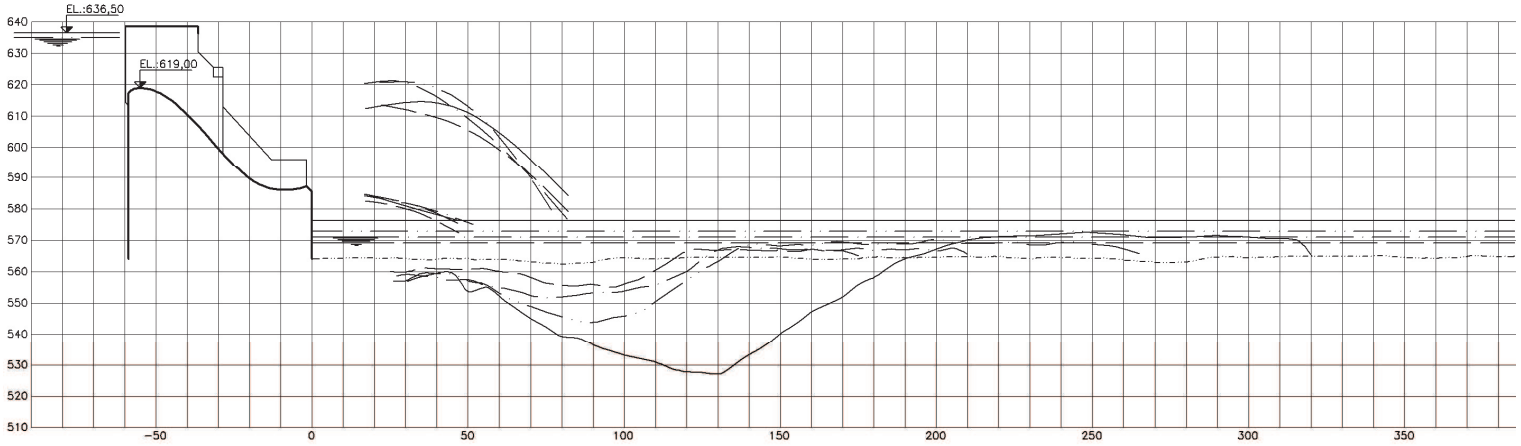
A ocorrência de rabos de galo subverticais que caíam próximo do pé da barragem, conforme citado no item 4.1.2.3, explica esta alteração do perfil longitudinal verificada para as primeiras vazões.

Q=4.491 m³/s ; Tr=100 anos

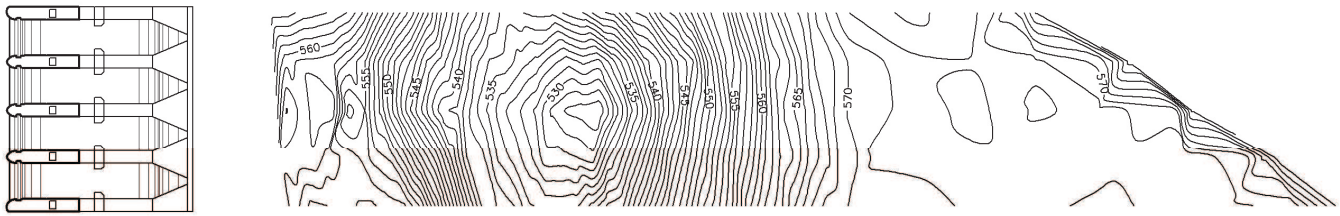


Q=7.173 m³/s ; Tr=10.000 anos

FIGURA 71 - FOSSA DE EROSÃO DA ALTERNATIVA 5 (DEFLETORES EM FENDA; η=16%; θ=23,2°; RETANGULAR)



CORTE LONGITUDINAL - FOSSA DE EROSÃO APÓS ENSAIOS COM VAZÕES TR = 5, 25, 100 E 10.000 ANOS



PLANTA - FOSSA DE EROSÃO APÓS ENSAIOS COM VAZÃO COM TR = 10.000 ANOS

NATURAL
ENSAIO COM Q=2.070 m3/s (Tr=5 anos)
ENSAIO COM Q=3.371 m3/s (Tr=25 anos)
ENSAIO COM Q=4.491 m3/s (Tr=100 anos)
ENSAIO COM Q=4.491 m3/s (Tr=10.000 anos)

FIGURA 72 - PLANTA E CORTE LONGITUDINAL DO JATO E DA EROSÃO DA ALTERNATIVA 5 (DEFLETORES EM FENDA; η=16%; θ=23,2º; RETANGULAR)

4.2.2.4 Fossa de Erosão da Alternativa 6 (η=0,33; θ=10,1°; retangular)

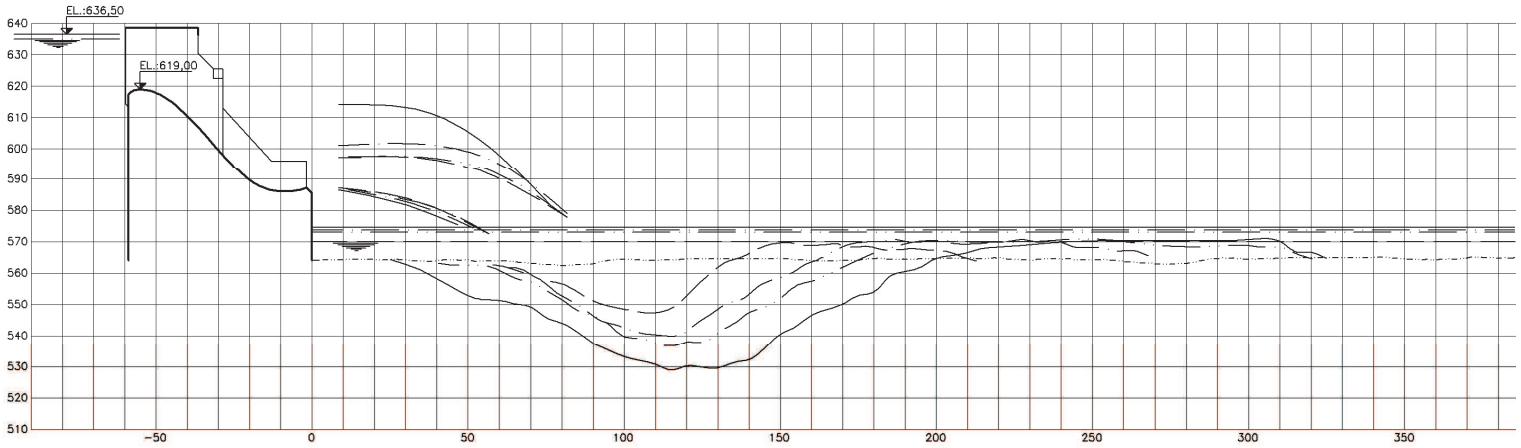
Não se constataram reduções significativas nas dimensões da fossa de erosão e da barra de blocos da Alternativa 6, sendo que as profundidades máximas de erosão dessa alternativa ficaram muito próximas daquelas obtidas para a Alternativa 2 (FIGURA 73).

Q=2.070 m³/s ; Tr=5 anos | Q=3.371 m³/s ; Tr=25 anos

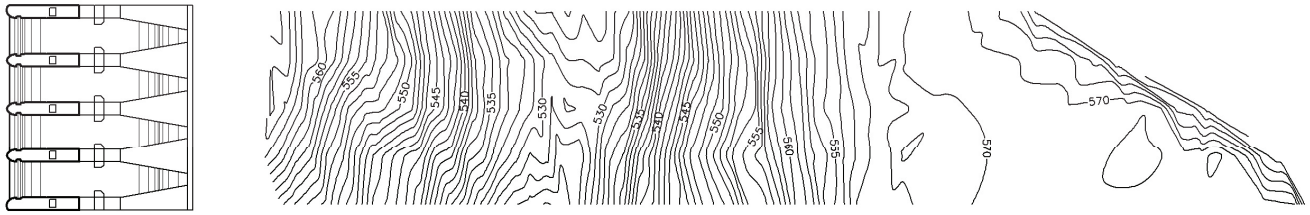
Q=4.491 m³/s ; Tr=100 anos | Q=7.173 m³/s ; Tr=10.000 anos

FIGURA 73 - FOSSA DE EROSÃO DA ALTERNATIVA 6 (DEFLETORES EM FENDA; η=33%; θ=10,1°; RETANGULAR)

Um aspecto interessante da fossa de erosão formada para a vazão decamilenar da Alternativa 6 é a localização das maiores profundidades junto aos limites laterais do fosso, e não no eixo central de medição, o que também ocorreu para a Alternativa 3 e pode ser visto na planta da FIGURA 74.



CORTE LONGITUDINAL - FOSSA DE EROSÃO APÓS ENSAIOS COM VAZÕES TR = 5, 25, 100 E 10.000 ANOS



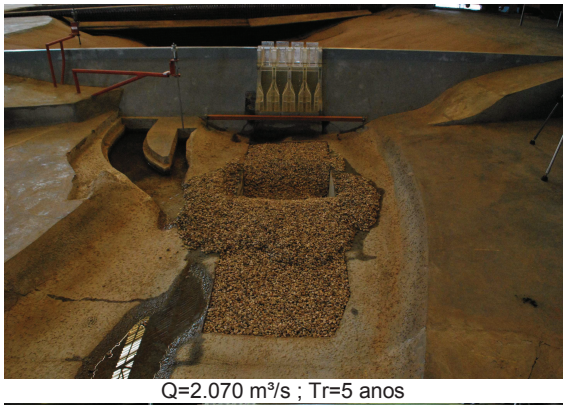
PLANTA - FOSSA DE EROSÃO APÓS ENSAIOS COM VAZÃO COM TR = 10.000 ANOS

NATURAL
ENSAIO COM Q=2.070 m3/s (Tr=5 anos)
ENSAIO COM Q=3.371 m3/s (Tr=25 anos)
ENSAIO COM Q=4.491 m3/s (Tr=100 anos)
ENSAIO COM Q=4.491 m3/s (Tr=10.000 anos)

FIGURA 74 - PLANTA E CORTE LONGITUDINAL DO JATO E FOSSA DE EROSÃO DA ALTERNATIVA 6 (DEFLETORES EM FENDA; η=33%; θ=10,1°; RETANGULAR)

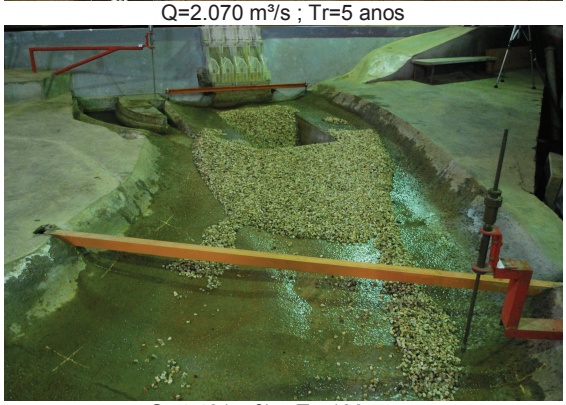
4.2.2.5 Fossa de Erosão da Alternativa 7 (η=0,25; θ=11,2º; "Y")

Na Alternativa 7, a forma e as dimensões da fossa de erosão resultantes para cada vazão ensaiada foram muito parecidas com aquelas da Alternativa 6 (FIGURA 75). Também não houve mudanças significativas nas profundidades máximas da fossa de erosão em relação a Alternativa 6 (FIGURA 76).

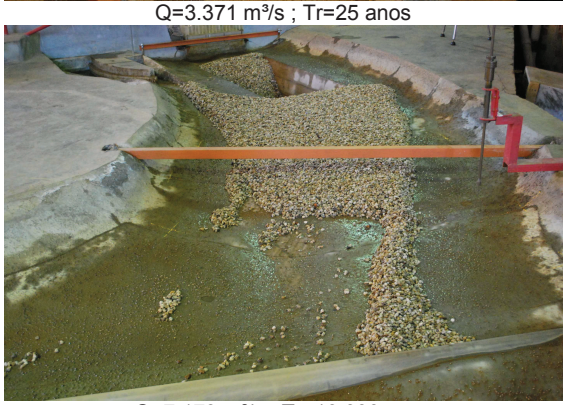


Q=2.070 m³/s ; Tr=5 anos

Q=3.371 m³/s ; Tr=25 anos

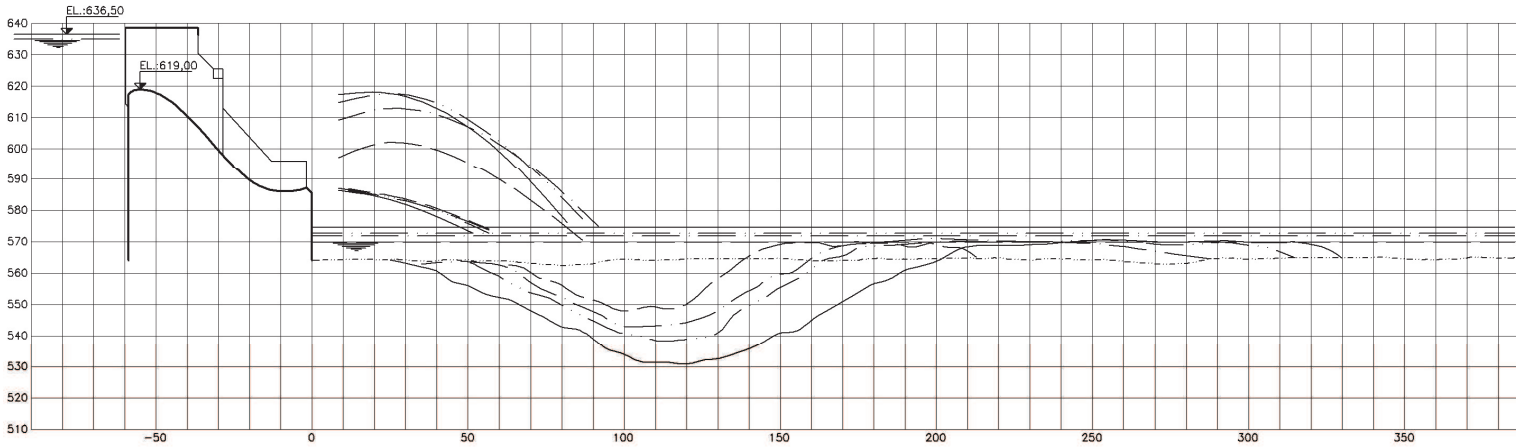


Q=4.491 m³/s ; Tr=100 anos

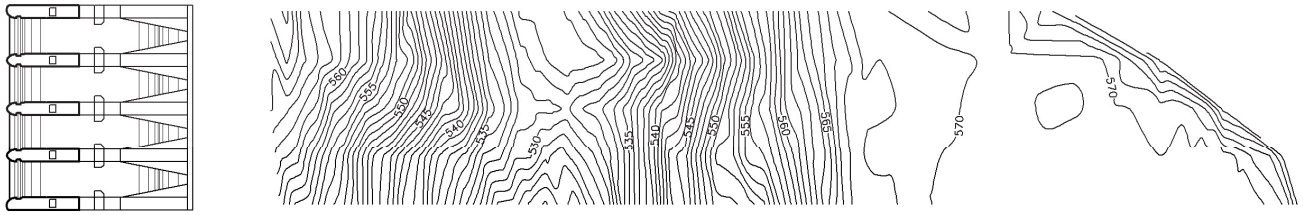


Q=7.173 m³/s ; Tr=10.000 anos

FIGURA 75 - FOSSA DE EROSÃO DA ALTERNATIVA 7 (DEFLETORES EM FENDA; η=25%; θ=11,2º; "Y")



CORTE LONGITUDINAL - FOSSA DE EROSÃO APÓS ENSAIOS COM VAZÕES TR = 5, 25, 100 E 10.000 ANOS



PLANTA - FOSSA DE EROSÃO APÓS ENSAIOS COM VAZÃO COM TR = 10.000 ANOS

NATURAL
ENSAIO COM Q=2.070 m3/s (Tr=5 anos)
ENSAIO COM Q=3.371 m3/s (Tr=25 anos)
ENSAIO COM Q=4.491 m3/s (Tr=100 anos)
ENSAIO COM Q=4.491 m3/s (Tr=10.000 anos)

FIGURA 76 - PLANTA E CORTE LONGITUDINAL DO JATO E FOSSA DE EROSÃO DA ALTERNATIVA 7 (DEFLETORES EM FENDA; η=25%; θ=11,2°; “Y”)

4.2.3 Fossa de Erosão Formada pelos Vertedouros com Pilares Alargados

A fossa de erosão formada nos ensaios utilizando-se pilares alargados foram bem menos profundas do que aquelas formadas nos ensaios das demais alternativas. No entanto, houve erosão para montante até os limites da fossa de erosão, como pode ser visto na FIGURA 77. Nessa mesma figura pode ser notado o formato abatido da barra de blocos formada a jusante.

FIGURA 77 - BARRA DE BLOCOS DA ALTERNATIVA 9 (PILARES ALARGADOS; η=50%; θ=19,0°; RETANGULAR; Q=7.173 m³/s)

Os formatos das fossas de erosão resultantes dos ensaios para a primeira vazão foram irregulares, ao contrário daquelas resultantes dos ensaios utilizando os vertedouros convencionais e defletores em fenda. Para os ensaios com vazões até a vazão centenária o talude de montante da fossa de erosão parece ter duas

inclinações distintas (FIGURA 78). Aparentemente, isso se deve ao fato de que abaixo do núcleo do jato efluente, alinhados com os eixos dos pilares, foram verificados rabos de galo inferiores com um ângulo negativo pronunciado (FIGURA 49), o que demonstra que uma parcela distinta do fluxo impacta próxima a base da barragem.

Outro aspecto que pode ser notado nessa figura é o formato de dunas da barra de blocos a jusante.

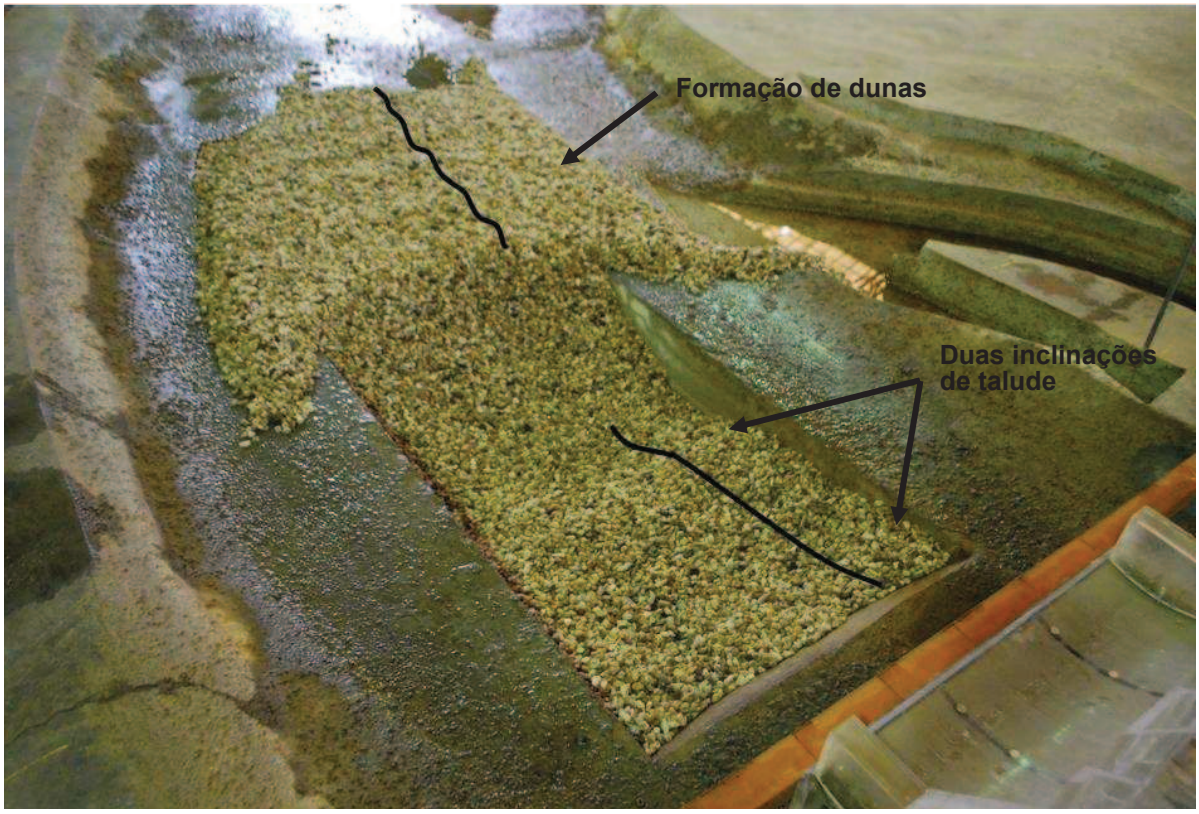


FIGURA 78 - FORMAÇÃO DE DUNAS DA ALTERNATIVA 9 (PILARES ALARGADOS; η=50%; θ=19,0°; RETANGULAR; Q=4.491 m³/s)

4.2.3.1 Fossa de Erosão da Alternativa 8 (η=0,70; θ=15,0°; retangular)

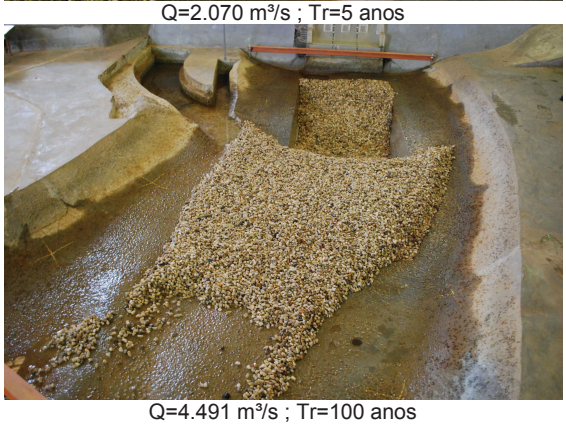
Os ensaios da Alternativa 8 resultaram em uma redução significativa de aproximadamente 18 m da profundidade máxima da fossa de erosão em relação aquela da Alternativa 1. No entanto, para a maior vazão ensaiada dois fatos chamaram a atenção:

- a fossa de erosão progrediu para montante, alcançando o limite do fosso do modelo;
- essa progressão foi assimétrica, com maior erosão na direita hidráulica.

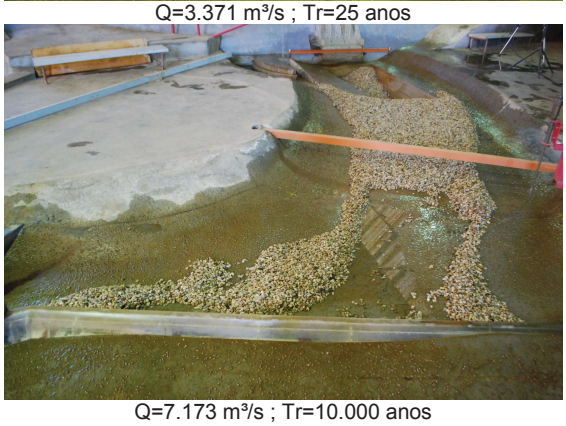
Essas características podem ser vistas na FIGURA 79 e na FIGURA 80.

Q=2.070 m³/s ; Tr=5 anos

Q=3.371 m³/s ; Tr=25 anos

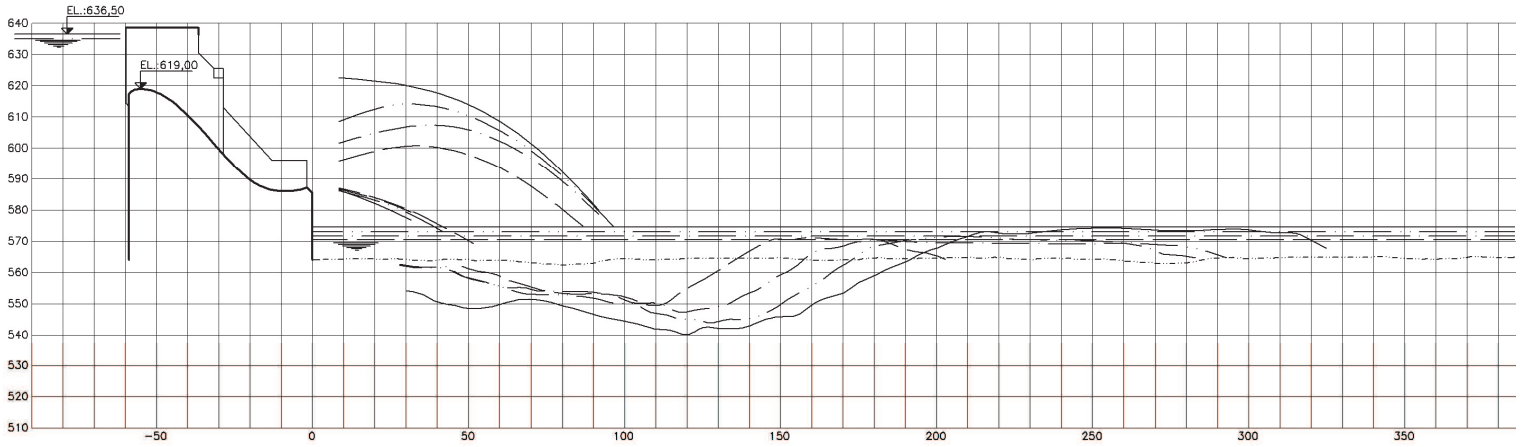


Q=4.491 m³/s ; Tr=100 anos

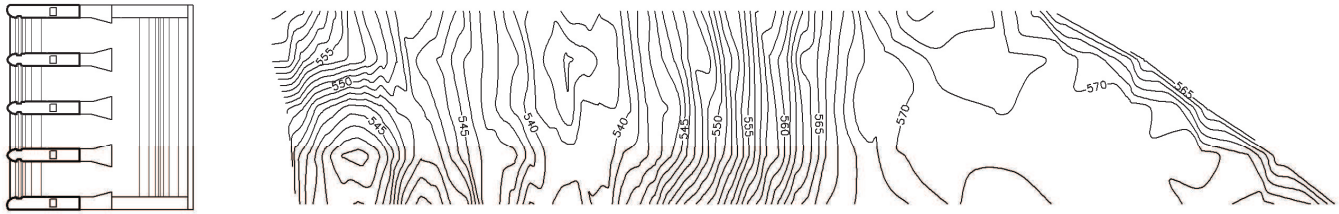


Q=7.173 m³/s ; Tr=10.000 anos

FIGURA 79 - FOSSA DE EROSÃO DA ALTERNATIVA 8 (PILARES ALARGADOS; η=70%; θ=15,0°; RETANGULAR)



CORTE LONGITUDINAL - FOSSA DE EROSÃO APÓS ENSAIOS COM VAZÕES TR = 5, 25, 100 E 10.000 ANOS



PLANTA - FOSSA DE EROSÃO APÓS ENSAIOS COM VAZÃO COM TR = 10.000 ANOS

NATURAL
ENSAIO COM Q=2.070 m3/s (Tr=5 anos)
ENSAIO COM Q=3.371 m3/s (Tr=25 anos)
ENSAIO COM Q=4.491 m3/s (Tr=100 anos)
ENSAIO COM Q=4.491 m3/s (Tr=10.000 anos)

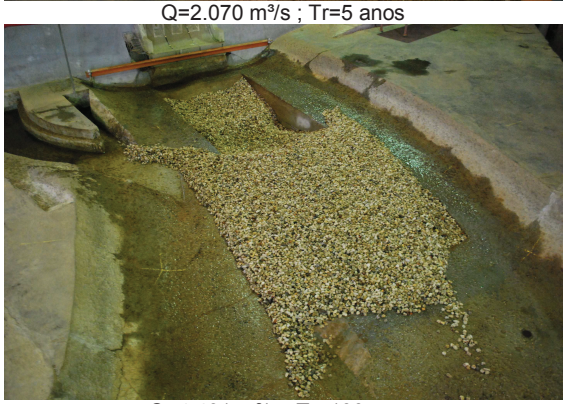
FIGURA 80 - PLANTA E CORTE LONGITUDINAL DO JATO E FOSSA DE EROSÃO DA ALTERNATIVA 8 (PILARES ALARGADOS; η=70%; θ=15,0º; RETANGULAR)

4.2.3.2 Fossa de Erosão da Alternativa 9 (η=0,50; θ=19,0°; retangular)

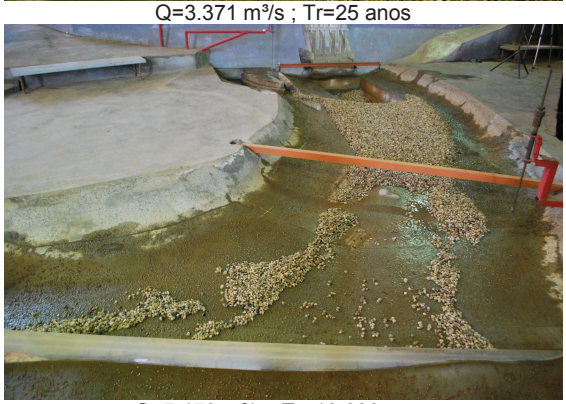
Seguindo a tendência da Alternativa 8, os ensaios para a Alternativa 9 resultaram em uma redução da profundidade máxima de erosão próxima de 22 m em relação a Alternativa 1. Da mesma forma, verificou-se os mesmos problemas de erosão regressiva da Alternativa 8, de forma simétrica, mas com o agravante de o limite de montante do fosso ter sido alcançado no ensaio para a terceira vazão (FIGURA 81 e FIGURA 82).

Q=2.070 m³/s ; Tr=5 anos

Q=3.371 m³/s ; Tr=25 anos

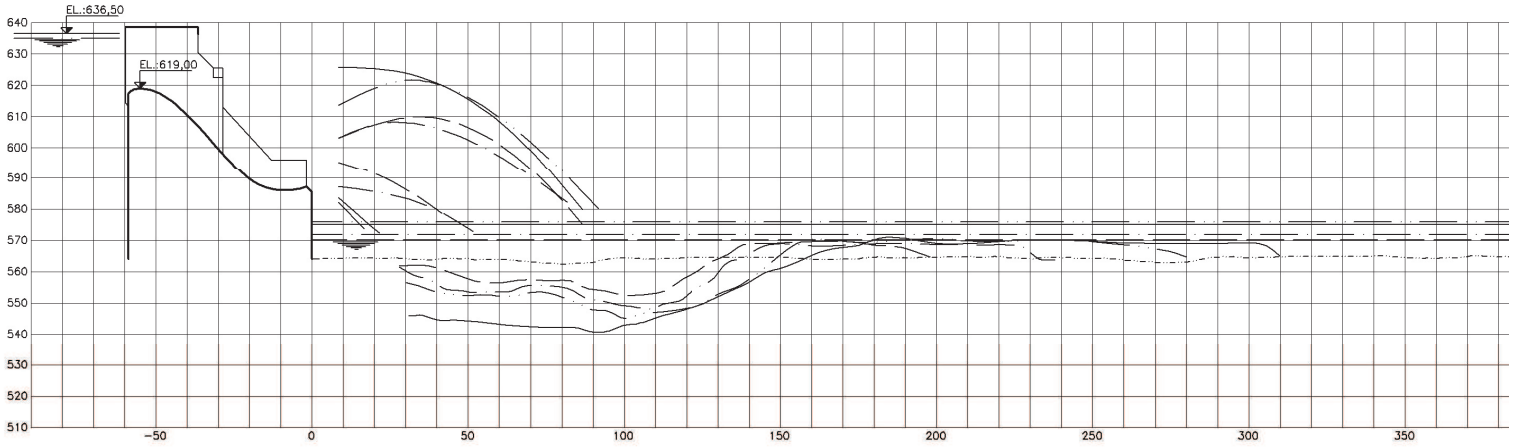


Q=4.491 m³/s ; Tr=100 anos

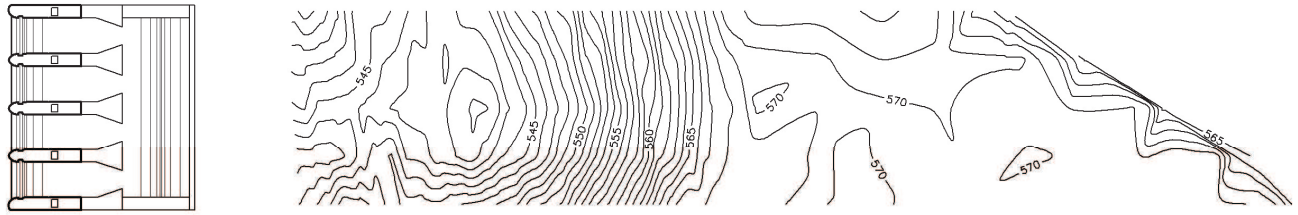


Q=7.173 m³/s ; Tr=10.000 anos

FIGURA 81 - FOSSA DE EROSÃO DA ALTERNATIVA 9 (PILARES ALARGADOS; η=50%; θ=19,0°; RETANGULAR)



CORTE LONGITUDINAL - FOSSA DE EROSÃO APÓS ENSAIOS COM VAZÕES TR = 5, 25, 100 E 10.000 ANOS



PLANTA - FOSSA DE EROSÃO APÓS ENSAIOS COM VAZÃO COM TR = 10.000 ANOS

NATURAL
ENSAIO COM Q=2.070 m3/s (Tr=5 anos)
ENSAIO COM Q=3.371 m3/s (Tr=25 anos)
ENSAIO COM Q=4.491 m3/s (Tr=100 anos)
ENSAIO COM Q=4.491 m3/s (Tr=10.000 anos)

FIGURA 82 - PLANTA E CORTE LONGITUDINAL DO JATO E FOSSA DE EROSÃO DA ALTERNATIVA 9 (PILARES ALARGADOS; η=50%; θ=19,0°; RETANGULAR)

4.2.4 Análise da Capacidade Erosiva

A capacidade erosiva de cada estrutura para as diferentes vazões foi avaliada por dois métodos:

- avaliação das profundidades máximas de erosão para cada alternativa e para cada vazão utilizando-se a equação e o gráfico propostos por Veronese;
- avaliação do volume total de material erodido e depositado entre os perfis medidos, para cada estrutura e cada vazão.

Em que pese a importância da avaliação da profundidade máxima de erosão, acredita-se que a avaliação da eficiência de uma determinada configuração de vertedouro deve ser embasada em outras características como o volume total de material erodido e depositado e geometria da fossa de erosão. Ressalta-se que nem sempre o vertedouro que resultou na fossa de erosão mais profunda gerou também o maior volume de erosão.

4.2.4.1 Profundidade Máxima de Erosão

Conforme descrito no item 2.1.3, a equação proposta por Veronese (1937) é referência para cálculo da profundidade máxima prevista para a fossa de erosão provocada por vertedouros em salto de esqui:

$$D = 1{,}9 \cdot q^{0{,}54} \cdot H^{0{,}225} \qquad (7)$$

Vários autores propuseram equações similares como a equação (12) com coeficiente angular “K” que varia em função do tipo de rocha do leito:

$$D = K \cdot q^{0{,}54} \cdot H^{0{,}225} \qquad (9)$$

Considera-se, entretanto, que esse coeficiente pode depender de outras condições, tais como aeração, ângulo de impacto, tipo de dissipador na saída do jato, entre outros. No presente estudo imaginou-se que esse coeficiente, chamado de “c”, resulte da multiplicação do coeficiente “K” da formulação para o vertedouro convencional por um fator “r” que considere a eficiência de um determinado dissipador em reduzir a capacidade erosiva do jato efluente, como citado a seguir:

$$c = r \cdot K \tag{29}$$

Dessa forma a equação para previsão da profundidade máxima de erosão pode ser escrita da seguinte forma:

$$D = r \cdot K \cdot q^{0,54} H^{0,225} \tag{30}$$

A fim de obter os coeficientes “r” para os dissipadores das alternativas ensaiadas, construiu-se o QUADRO 10. Nesse quadro, além dos dados medidos nos ensaios (níveis de água, vazões e profundidades máximas da fossa de erosão formada) são calculadas a queda (H) e a vazão específica (q). As profundidades máximas são calculadas, ainda, segundo as equações (7) e (9), utilizando-se para esta última o coeficiente angular de 1,2, indicado para rochas com resistência média.

A partir desses dados foram calculados os coeficientes angulares “c” para cada ensaio e o coeficiente “$c_{médio}$” para cada alternativa, acompanhado de desvio padrão e coeficiente de variação.

Finalmente, foram obtidos os coeficientes “r”, dividindo-se os coeficientes “$c_{médio}$” de cada alternativa pelo coeficiente “$c_{médio}$” da Alternativa 1, que por não dispor de dissipador, tem coeficiente “r” igual a unidade.

Um aspecto que merece atenção é que a vazão específica deve ser calculada com base na largura do leito que recebe o impacto dos jatos, pois, em se

tratando de pilares alargados e defletores em fenda, poder-se-ia tomar erroneamente a largura da seção mais contraída. Desta forma, ter-se-ia uma vazão específica superestimada e um falso resultado da equação de Veronese, o que, para análise da capacidade erosiva, estaria contra a segurança.

Os resultados de profundidade máxima (D) dos ensaios do presente estudo foram plotados em função do parâmetro $q^{0,54}H^{0,225}$ no gráfico apresentado na FIGURA 83.

Tr (anos)	Q (m^3/s)	L (m)	q ($m^3/s/m$)	N.A.R. (m)	N.A.J. (m)	Prof.Máx. (m)	H (m)	$q^{0,54} H^{0,224}$	D (m)			c_i	c méd.	desvio padrão	coef. de var.	r
									Medida	Veronese	CBDB					
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)
Alternativa 1 (Vertedouro Convencional η=1,00; θ=0º, Calha Única)																
5	2.070	57,60	35,938	635,00	570,06	547	64,95	17,69	23,05	33,62	21,23	1,30	1,543	0,165	10,7%	1,000
25	3.371	57,60	58,524	635,00	572,92	537	62,09	22,79	35,92	43,30	27,35	1,58				
100	4.491	57,60	77,969	635,00	574,72	532	60,28	26,43	42,72	50,23	31,72	1,62				
10.000	7.173	57,60	124,531	636,50	575,29	518	61,21	34,16	57,29	64,90	40,99	1,68				
Alternativa 2 (Vertedouro Convencional η=1,00; θ=0º, Calhas Individuais)																
5	2.070	57,60	35,938	635,00	568,67	547	66,33	17,78	21,67	33,78	21,33	1,22	1,318	0,073	5,5%	0,854
25	3.371	57,60	58,524	635,00	569,34	539	65,66	23,08	30,34	43,85	27,70	1,31				
100	4.491	57,60	77,969	635,00	570,28	534	64,72	26,86	36,28	51,04	32,23	1,35				
10.000	7.173	57,60	124,531	636,50	572,03	524	64,48	34,56	48,03	65,66	41,47	1,39				
Alternativa 3 (Defletores em Fenda η=0,50; θ=14,3º, seção retangular)																
5	2.070	57,60	35,938	635,00	568,67	550	66,33	17,78	18,67	33,78	21,33	1,05	1,217	0,117	9,6%	0,789
25	3.371	57,60	58,524	635,00	569,34	541	65,66	23,08	28,34	43,85	27,70	1,23				
100	4.491	57,60	77,969	635,00	570,28	536	64,72	26,86	34,28	51,04	32,23	1,28				
10.000	7.173	57,60	124,531	636,50	571,51	526	64,99	34,62	45,51	65,78	41,55	1,31				
Alternativa 4 (Defletores em Fenda η=0,33; θ=18,9º, seção retangular)																
5	2.070	57,60	35,938	635,00	568,62	551	66,38	17,78	17,62	33,78	21,34	0,99	1,103	0,110	10,0%	0,715
25	3.371	57,60	58,524	635,00	569,80	545	65,20	23,04	24,80	43,78	27,65	1,08				
100	4.491	57,60	77,969	635,00	570,32	541	64,68	26,86	29,32	51,03	32,23	1,09				
10.000	7.173	57,60	124,531	636,50	572,33	529	64,17	34,52	43,33	65,59	41,43	1,26				
Alternativa 5 (Defletores em Fenda η=0,16; θ=23,2º, seção retangular)																
5	2.070	57,60	35,938	635,00	568,57	555	66,43	17,78	13,57	33,79	21,34	0,76	0,977	0,246	25,2%	0,633
25	3.371	57,60	58,524	635,00	569,70	551	65,30	23,05	18,70	43,80	27,66	0,81				
100	4.491	57,60	77,969	635,00	570,73	543	64,28	26,82	27,73	50,96	32,18	1,03				
10.000	7.173	57,60	124,531	636,50	572,00	527	64,51	34,56	45,00	65,67	41,48	1,30				

QUADRO 10 - AVALIAÇÃO DA PROFUNDIDADE MÁXIMA DE EROSÃO (CONTINUA)

Tr (anos)	Q (m^3/s)	L (m)	q ($m^3/s/m$)	N.A.R. (m)	N.A.J. (m)	Prof.Máx. (m)	H (m)	$q^{0,54} H^{0,224}$	D (m)			c_i	c méd.	desvio padrão	coef. de var.	r
									Medida	Veronese	CBDB					
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)
Alternativa 6 (Defletores em Fenda η=0,33; θ=10,1º, seção retangular)																
5	2.070	57,60	35,938	635,00	568,57	547	66,43	17,78	21,57	33,79	21,34	1,21	1,287	0,061	4,8%	0,834
25	3.371	57,60	58,524	635,00	569,55	540	65,45	23,06	29,55	43,82	27,68	1,28				
100	4.491	57,60	77,969	635,00	569,73	535	65,28	26,91	34,73	51,13	32,30	1,29				
10.000	7.173	57,60	124,531	636,50	572,94	526	63,57	34,45	46,93	65,45	41,34	1,36				
Alternativa 7 (Defletores em Fenda η=0,25; θ=11,2º, seção em "Y")																
5	2.070	57,60	35,938	635,00	568,69	548	66,31	17,78	20,69	33,78	21,33	1,16	1,254	0,084	6,7%	0,813
25	3.371	57,60	58,524	635,00	570,34	541	64,66	23,00	29,34	43,70	27,60	1,28				
100	4.491	57,60	77,969	635,00	569,73	537	65,27	26,91	32,73	51,13	32,29	1,22				
10.000	7.173	57,60	124,531	636,50	571,99	525	64,52	34,56	46,99	65,67	41,48	1,36				
Alternativa 8 (Pilares Alargados η=0,70; θ=15,0º, seção retangular)																
5	2.070	57,60	35,938	635,00	570,49	550	64,84	17,69	20,49	33,61	21,22	1,16	1,105	0,036	3,3%	0,716
25	3.371	57,60	58,524	635,00	571,68	547	63,26	22,89	24,68	43,49	27,47	1,08				
100	4.491	57,60	77,969	635,00	572,92	544	62,09	26,61	28,92	50,56	31,93	1,09				
10.000	7.173	57,60	124,531	636,50	574,48	537	61,45	34,19	37,48	64,96	41,03	1,10				
Alternativa 9 (Pilares Alargados η=0,50; θ=19,0º, seção retangular)																
5	2.070	57,600	35,938	635,000	570,160	552	64,84	17,69	18,16	33,61	21,22	1,03	1,027	0,023	2,2%	0,666
25	3.371	57,600	58,524	635,000	571,740	548	63,26	22,89	23,74	43,49	27,47	1,04				
100	4.491	57,600	77,969	635,000	572,910	545	62,09	26,61	27,91	50,56	31,93	1,05				
10.000	7.173	57,600	124,531	636,500	575,050	541	61,45	34,19	34,05	64,96	41,03	1,00				

QUADRO 10 - AVALIAÇÃO DA PROFUNDIDADE MÁXIMA DE EROSÃO (CONCLUSÃO)

Os dados dos ensaios forneceram uma boa correspondência com as equações clássicas para previsão da profundidade de erosão (7) e (9). É importante citar que as únicas exceções ocorreram para os ensaios com a vazão correspondente ao tempo de recorrência de 500 anos. Seu comportamento diferente é explicado pelo fato desta ser a única vazão que necessita de aberturas diferentes das comportas para sua imposição. Enquanto que as comportas centrais operam com aberturas parciais, as laterais operam totalmente abertas. Excluindo-se os dados para essa vazão os resultados se adaptaram muito melhor às equações citadas.

A comparação da qualidade dos dados obtidos em cada ensaio se deu pelo cálculo do desvio padrão e do coeficiente de variação desses coeficientes angulares. O coeficiente de variação foi maior apenas para os ensaios da Alternativa 5. Conforme citado no item 4.1.2.3, a estrutura dessa alternativa, defletores em fenda com razão de contração de 16% não teve um comportamento hidráulico adequado, devido à ocorrência de afogamento, estagnação dos rabos de galo e jato ultrapassando o topo dos muros dos defletores. A estrutura que obteve menor coeficiente de variação foi a da Alternativa 9, constituída por pilares alargados com razão de contração de 50%. Conforme citado, essa estrutura foi também a que apresentou o melhor comportamento hidráulico e a menor fossa de erosão entre as alternativas ensaiadas.

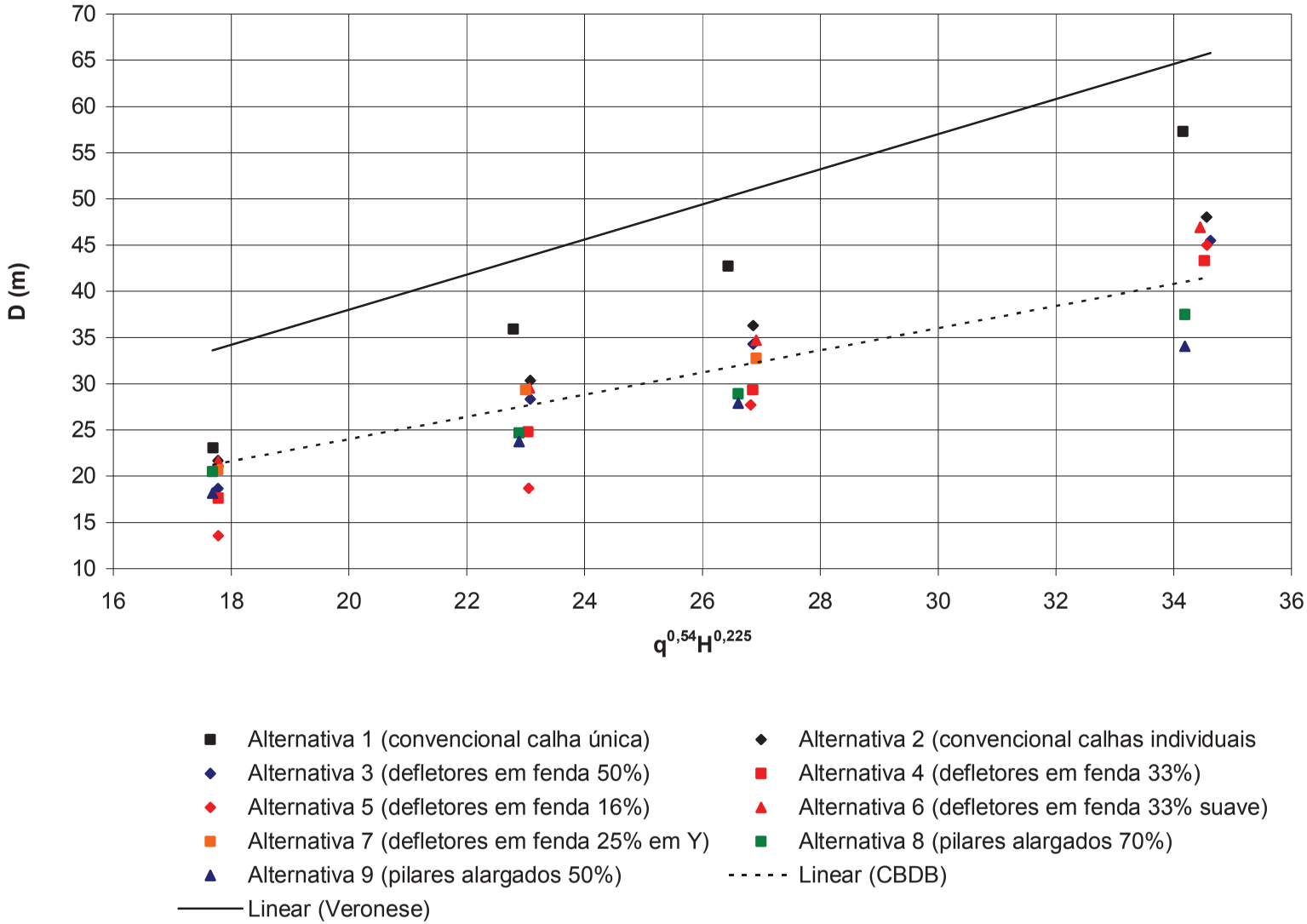


FIGURA 83 - COMPARAÇÃO ENTRE AS PROFUNDIDADES DE EROSÃO MEDIDAS E AS CALCULADAS PELAS EQUAÇÕES CLÁSSICAS

Ao se comparar os pontos plotados para as diferentes alternativas percebeu-se que os defletores em fenda não obtiveram resultados satisfatórios com relação a profundidade máxima de erosão para o vertedouro em estudo.

As únicas diminuições significativas nas profundidades máximas de erosão medidas nos ensaios com defletores em fenda ocorreram para as Alternativas 4 e 5, para as vazões até 100 anos. No entanto, conforme citado anteriormente, essas estruturas tiveram comportamento hidráulico inadequado.

Vale notar que o efeito da geometria da Alternativa 7, que utiliza defletores em fenda com seção em “Y”, foi detectado pela redução das profundidades máximas para os ensaios até a vazão centenária. Após essa vazão o fluxo ultrapassa o trecho retangular da seção em “Y” de forma a não controlar o fluxo, mas perde a eficiência na redução da profundidade máxima de erosão.

Os ensaios utilizando pilares alargados, por sua vez, obtiveram coeficientes angulares baixos, mantendo-se abaixo do valor de 1,2, mesmo para as vazões maiores. Entre essas estruturas, salienta-se que aquela com razão de contração de 50% teve comportamento hidráulico bastante satisfatório.

Foi elaborado gráfico para avaliar se havia relação entre os fatores de redução da profundidade máxima de erosão “r” e a razão de contração “η” para as diferentes configurações de defletores em fenda e pilares alargados, mas o comportamento dos dados foi razoavelmente disperso. Esse gráfico está mostrado na FIGURA 84.

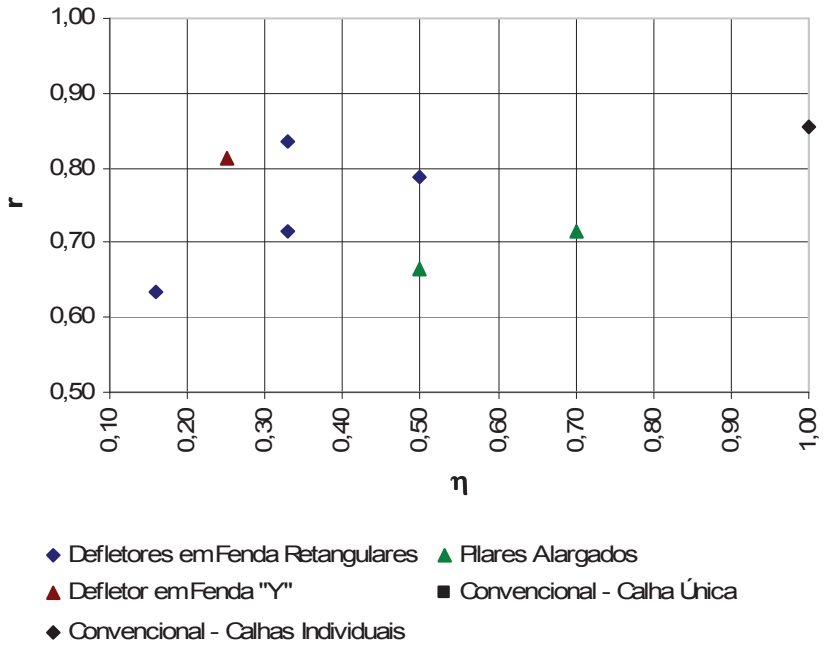


FIGURA 84 - COEFICIENTES DE REDUÇÃO DA PROFUNDIDADE MÁXIMA VERSUS RAZÃO DE CONTRAÇÃO

Quando então, elaborou-se um gráfico para avaliar se havia relação entre a profundidade máxima de erosão e o ângulo de deflexão dos muros “θ”, verificou-se que os dados plotados para os defletores em fenda se ajustavam muito bem a uma equação linear (FIGURA 85).

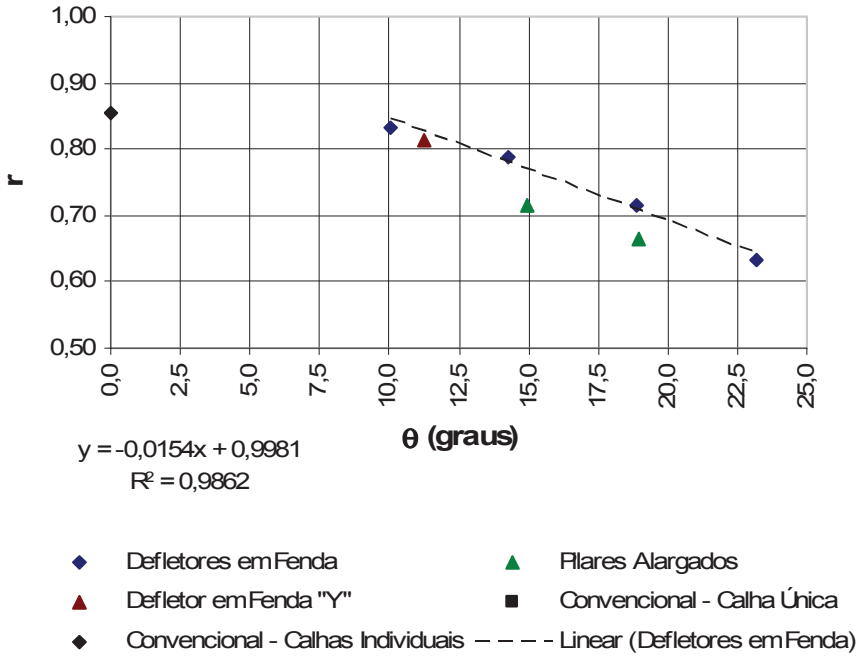


FIGURA 85 - COEFICIENTES DE REDUÇÃO DA PROFUNDIDADE MÁXIMA VERSUS ÂNGULOS DE DEFLEXÃO

Com base nesses resultados, pode-se afirmar que a redução da profundidade máxima de erosão devido aos defletores em fenda pode ser relacionada ao ângulo de deflexão, em graus, pela seguinte equação:

$$r = 1 - 0{,}0154 \cdot \theta \quad (31)$$

É importante ressaltar que apenas o fato de separar o escoamento em calhas distintas (Alternativa 2) foi suficiente para reduzir o coeficiente angular em aproximadamente 16%. Os benefícios resultantes dos ensaios com defletores em fenda são secundários se comparados ao benefício da simples separação do escoamento.

Para os pilares alargados a correlação entre o coeficiente angular da equação de Veronese e a razão de contração ou ângulo de deflexão não foi calculada devido ao fato de terem sido realizados ensaios para apenas duas alternativas desse tipo de estrutura.

4.2.4.2 Volumes Totais de Material Erodido e Depositado

A avaliação dos volumes totais de material erodido e depositado foi realizada com base nos dados das medições da fossa de erosão efetuadas após cada ensaio. Essas medições constituíram-se da tomada das elevações da fossa de erosão em cinco eixos longitudinais numerados em ordem crescente da direita para a esquerda hidráulica. O espaçamento entre os eixos 2, 3 e 4 foi de 15,50 m. Entre os eixos 1 e 2, e 4 e 5, esse espaçamento foi de 12,525 m. O espaçamento longitudinal entre as medições em cada eixo foi de 5 m.

Os cálculos das diferenças entre as elevações do plano que representa o leito original do rio e as elevações medidas na fossa de erosão em cada perfil compuseram cinco áreas longitudinais de erosão. O resultado negativo desses cálculos representou as áreas onde houve deposição do material erodido.

A média entre duas áreas adjacentes, de erosão ou deposição, multiplicada pela distância entre os eixos longitudinais resultou em volumes de material erodido ou depositado, respectivamente.

Os volumes totais calculados estão compreendidos entre os eixos 1 e 5, desde o início do fosso até seu término, ou até o término da barra de blocos quando esta ocorreu.

O QUADRO 11, a FIGURA 88 e FIGURA 89 mostram a variação desses volumes com a vazão para cada alternativa.

Alternativa		Alternativa 1		Alternativa 2		Alternativa 3		Alternativa 4		Alternativa 5		Alternativa 6		Alternativa 7		Alternativa 8		Alternativa 9	
Configuração da estrutura		Vertedouro convencional η=1,00 - θ=0º calha única		Vertedouro convencional η=1,00 - θ=0º calhas indiv.		Defletores em fenda η=0,50 - θ=14,3º retangular		Defletores em fenda η=0,33 - θ=18,9º retangular		Defletores em fenda η=0,16 - θ=23,2º retangular		Defletores em fenda η=0,33 - θ=10,1º retangular		Defletores em fenda η=0,25 - θ=11,2º em "Y"		Pilares alargados η=0,70 - θ=15,0º retangular		Pilares alargados η=0,50 - θ=19,0º retangular	
Tr	Q	Ve	Vd	Ve	Vd	Ve	Vd	Ve	Vd	Ve	Vd	Ve	Vd	Ve	Vd	Ve	Vd	Ve	Vd
anos	m³/s	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³	m³
5	2.070	25.874	20.557	25.945	21.920	25.691	19.019	22.116	19.755	15.817	13.030	28.725	20.464	30.884	22.453	31.920	22.493	26.185	20.911
25	3.371	96.389	55.973	64.421	40.868	54.990	35.925	45.271	33.170	34.884	23.368	62.347	37.590	61.295	44.062	54.005	42.785	40.759	32.295
100	4.491	154.720	61.118	99.258	47.543	84.741	43.808	69.374	49.420	56.810	42.928	91.067	51.872	83.793	54.934	72.220	47.738	64.288	48.075
10.000	7.173	310.473	33.740	215.704	53.398	171.046	39.348	187.119	51.420	152.726	58.719	175.630	46.134	171.313	49.634	147.791	51.183	100.502	58.642

QUADRO 11 - VOLUMES TOTAIS DE MATERIAL ERODIDO E DEPOSITADO

No QUADRO 11 pode ser notado que parte do material erodido não foi depositada a jusante. Isso se deve ao fato de que parte da barra de blocos foi depositada lateralmente à fossa de erosão e, portanto, fora do alcance dos eixos longitudinais adotados para as medições (FIGURA 86). Além disso, parte do material foi levada pelo fluxo se acumulando junto à soleira livre da usina a jusante, ou mesmo, na área de restituição do modelo reduzido (FIGURA 87).

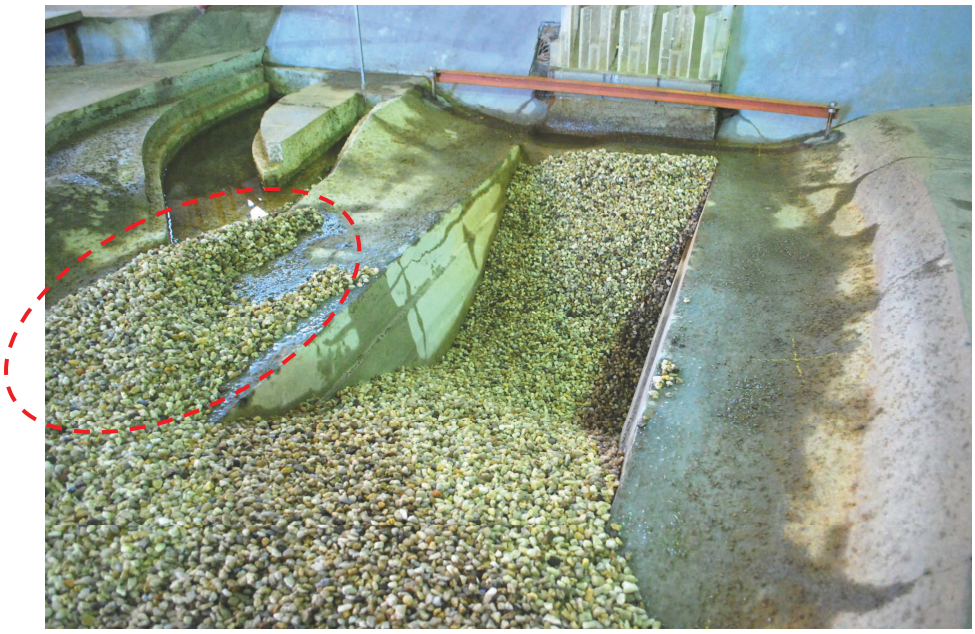


FIGURA 86 - MATERIAL DEPOSITADO FORA DO ALCANCE DOS EIXOS DE MEDIÇÃO

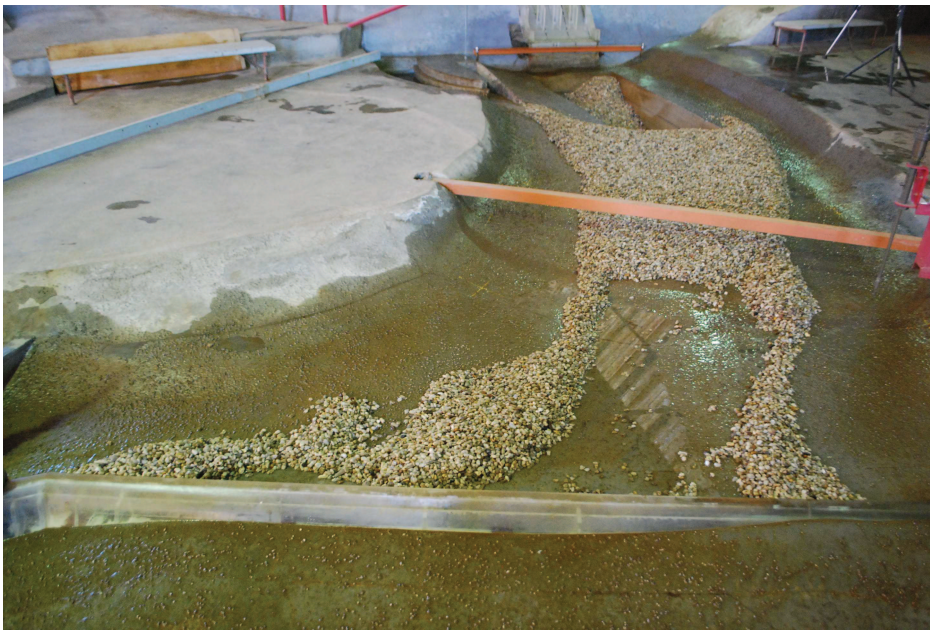


FIGURA 87 - MATERIAL DEPOSITADO JUNTO A SOLEIRA LIVRE

A redução do volume de material erodido em relação à Alternativa 1, que representa o vertedouro convencional com calha única, ocorreu para todas as alternativas. Da mesma forma que na avaliação da profundidade máxima de erosão, o simples fato de separar o jato em calhas distintas foi responsável pela maior redução no volume total de material erodido. A redução provocada pelos defletores em fenda, para as condições do vertedouro em estudo, pode ser considerada de ordem secundária.

As alternativas com pilares alargados, por sua vez, resultaram nos menores volumes de material erodido entre todas as alternativas. Ressalta-se ainda, que pôde ser observada uma tendência de redução na taxa de variação de volume com o aumento da vazão para a Alternativa 9. Todas as demais alternativas têm essa taxa de variação crescente, evidenciada pela concavidade das curvas plotadas na FIGURA 88.

É importante ressaltar que o efeito provocado pela geometria da Alternativa 7, que tem seção em “Y”, também foi detectado na avaliação dos volumes, por uma inflexão da curva próxima do ponto correspondente a vazão centenária. Isso se deve ao fato de que quando a profundidade dentro desse defletor em fenda ultrapassa o trecho retangular, o ângulo de deflexão e a razão de contração se tornam mais suaves, fazendo com que o efeito erosivo seja maior.

O gráfico da FIGURA 89 mostra o volume de material depositado a jusante da fossa de erosão. A escala do eixo dos volumes foi aumentada em relação ao gráfico anterior para que as diversas alternativas pudessem ser comparadas.

Nos ensaios utilizando o vertedouro convencional com calha única (Alternativa 1) foi constatada maior volume desse material próximo do ponto correspondente à vazão centenária. Para as vazões além desse ponto o escoamento carrega o material que havia sido depositado. Isso é evidenciado pelo trecho descendente do gráfico.

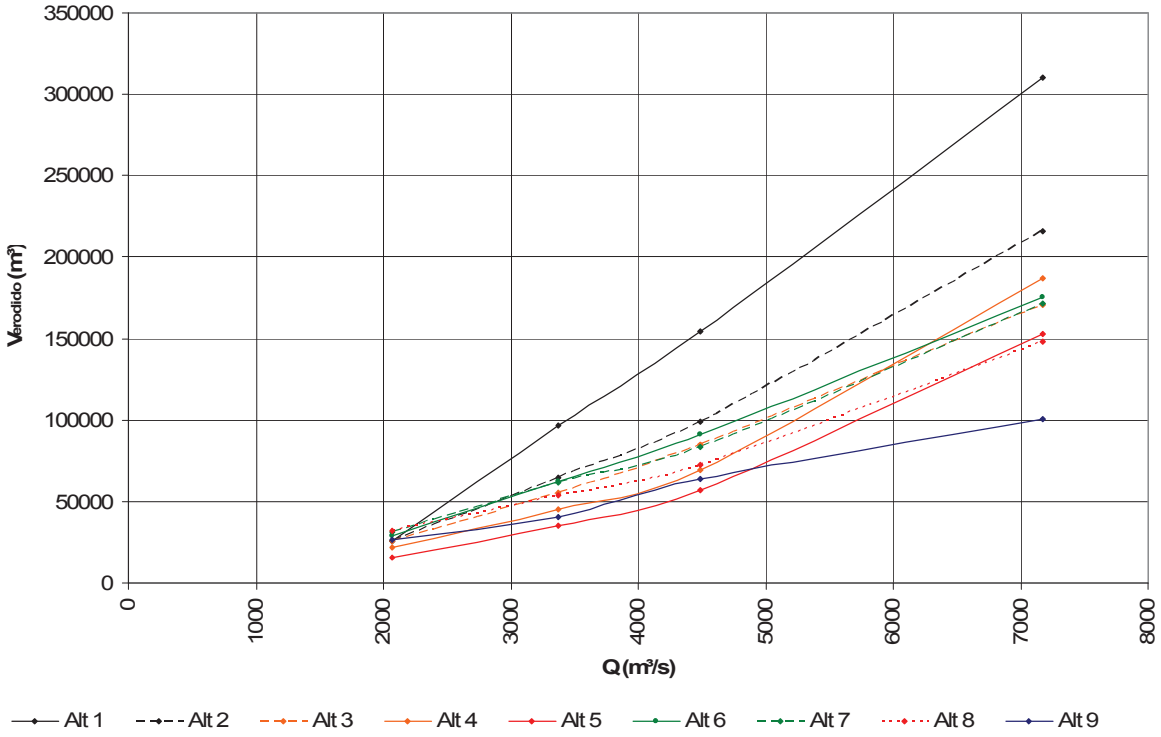


FIGURA 88 - VOLUMES TOTAIS DE MATERIAL ERODIDO

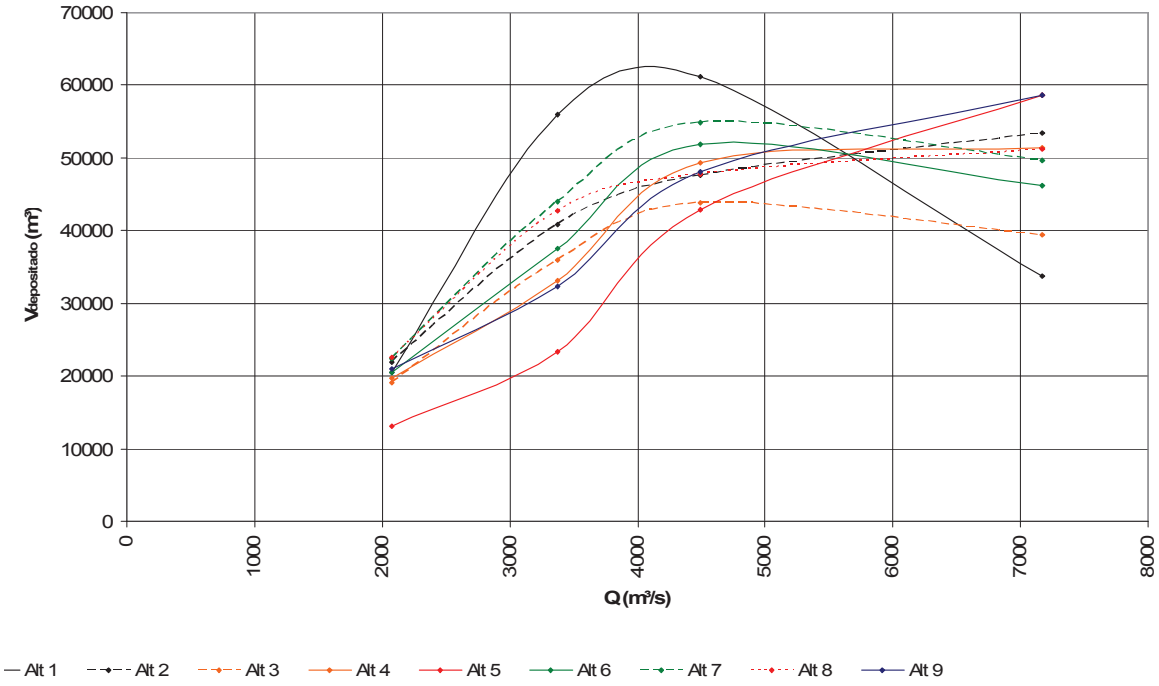


FIGURA 89 - VOLUMES TOTAIS DE MATERIAL DEPOSITADO

As curvas para os defletores em fenda das Alternativas 3, 6 e 7 tiveram comportamentos muito parecidos com o da Alternativa 1, porém com um pico menor. Já para a Alternativa 4, houve estabilização do volume depositado e para as demais alternativas a curva foi ascendente para as últimas vazões ensaiadas.

Portanto, não há um comportamento distinto do volume de material depositado entre os tipos de estruturas ensaiadas (vertedouro convencional, defletores em fenda e pilares alargados).

É importante ressaltar que as Alternativas 5 e 9 foram as que menos formaram volumes de material depositado até uma vazão com tempo de recorrência de 25 anos.

4.2.5 Comparação da Capacidade Erosiva entre as Alternativas Ensaiadas

Dentre todas as alternativas ensaiadas, além daquelas utilizando vertedouros convencionais (Alternativas 1 e 2), as únicas que tiveram comportamento hidráulico razoavelmente adequado foram a Alternativa 3 (defletores em fenda com razão de contração de 50%) e Alternativa 9 (pilares alargados com razão de contração de 50%).

Dentre os principais problemas verificados com as alternativas utilizando defletores em fenda deve-se citar o encontro das ondas de choque dentro da estrutura, o que é citado pela bibliografia como origem de problemas relacionados a vibrações nas estruturas. Para as Alternativas 4, 5, 6 e 7 o problema agravou-se com a ocorrência de afogamento e rabos de galo colidindo contra os muros.

Para a implantação da Alternativa 3 em um vertedouro com características semelhantes recomenda-se a elevação do topo dos muros, com a realização de ensaios adicionais para verificação do seu comportamento hidráulico.

Entre as alternativas utilizando pilares alargados, é importante citar que a Alternativa 8 teve um bom comportamento até a vazão centenária e, depois desta, apresentou extrema instabilidade no comportamento dos rabos de galo, desaconselhando a sua implantação sob condições semelhantes. A Alternativa 9, por sua vez, teve uma visível diminuição na freqüência e amplitude dos rabos de galo, indicando que seria válido avançar em estudos a fim de obter melhor ajuste na geometria para torná-la aplicável em um protótipo com características semelhantes.

A comparação do comportamento hidráulico entre defletores em fenda e pilares alargados mostra que estes são bem mais sensíveis às variações de vazão. Isso pôde ser evidenciado pelas características bastante distintas no comportamento para as vazões abaixo e acima daquela com tempo de recorrência de 100 anos. Para os defletores em fenda essa mudança de comportamento conforme a vazão é discreta.

A FIGURA 90 compara os volumes de material erodido, depositado a jusante e arrastado para cada alternativa após o ensaio com a vazão decamilenar.

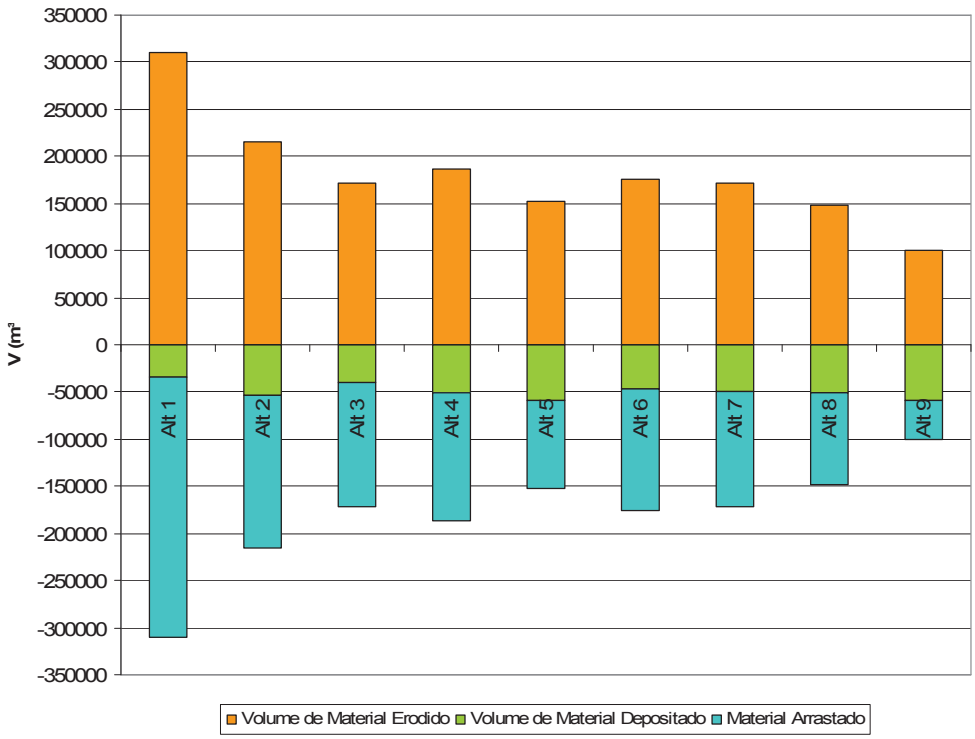


FIGURA 90 - COMPARATIVO DOS VOLUMES MÁXIMOS DE MATERIAL ERODIDO, DEPOSITADO E ARRASTADO

A Alternativa 9 (pilares alargados com razão de contração de 50%) seria uma alternativa eficiente na redução dos problemas relacionados à erosão para um vertedouro sob as mesmas condições pelos seguintes motivos:

- a profundidade máxima da fossa de erosão foi de apenas 35 m, o que corresponde a 60 % da profundidade máxima obtida no ensaio com o vertedouro convencional (Alternativa 1);
- o volume máximo de material erodido foi o menor dentre todas alternativas ensaiadas e corresponde a um terço daquele verificado para o vertedouro convencional (Alternativa 1);
- a taxa de variação de volume de material erodido com a vazão é a única que decresce para as maiores vazões;
- para as vazões com tempo de recorrência de 25 anos, o volume de material depositado é bastante pequeno. Como estas vazões são as mais freqüentes, essa característica pode ser atrativa.

Ressalta-se que a formação de barra de blocos a jusante de vertedouros pode causar efeitos indesejáveis, como aprisionamento de peixes, logo a sua diminuição até uma determinada elevação pode ser vantajosa, desde que seja garantida uma profundidade mínima para o colchão de água a jusante, que tem a função de amortecer o impacto do jato efluente.

Entre as alternativas que tiveram comportamento hidráulico razoável, a Alternativa 9 (pilares alargados com razão de contração de 50%) foi a que resultou em menores volumes, o que aconselha a sua implantação em um vertedouro com condições semelhantes, desde que estudos adicionais fossem realizados para ajustar sua geometria e mitigar as características indesejáveis do seu comportamento hidráulico.

4 CONCLUSÕES

Os pilares alargados e defletores em fenda estão sendo utilizados na China há quatro décadas. A deflexão dos muros que delimitam os vãos nesses defletores provoca uma grande dispersão longitudinal do jato efluente, implicando na redução do seu efeito erosivo.

Segundo a bibliografia disponível, a redução do efeito erosivo promovida pela utilização de defletores em fenda possibilitou a implantação de barragens de grande altura em vales encaixados e de geologia com capacidade abaixo da requerida para suportar os esforços hidrodinâmicos envolvidos.

Entretanto, os ensaios realizados no CEHPAR para essas estruturas, não obtiveram sucesso. Seu comportamento hidráulico foi inadequado, com transbordamento dos muros, estagnação dos rabos de galo e, mesmo, afogamento do escoamento. As Alternativas 6 e 7, desenvolvidas após a fase de ensaios exploratórios, tiveram um comportamento razoavelmente adequado, mas não surtiram efeitos significativos na redução da erosão.

Conforme citado no QUADRO 2, os defletores em fenda estão sendo utilizados em barragens com alturas maiores que 150 m e desníveis até os defletores maiores que 70 m. No presente estudo, os defletores em fenda foram ensaiados num vertedouro onde essas grandezas são de 85 m e 48 m, respectivamente, o que pode explicar seu mau desempenho.

Com relação aos pilares alargados, a análise da bibliografia indicou serem adequados a vertedouros de barragens com altura entre 50 e 150 m e, portanto, com desníveis menores que aqueles indicados para os defletores em fenda. De fato, os

defletores em fenda foram utilizados em barragens de quedas bastante elevadas, as quais são muitas vezes em arco ou de enrocamento. Nessas obras, os órgãos de descarga onde esses defletores foram implantados constituem-se de rápidos localizados nas ombreiras ou, no caso exclusivo das primeiras, de descarregadores intermediários no corpo da barragem. Quando a largura disponível no leito do rio permite a construção de um vertedouro com calha incorporada à barragem, os pilares alargados são os mais indicados. Normalmente, as barragens em leitos mais largos não são tão altas, o que explica as quedas menores onde esse tipo de solução foi adotado.

Os pilares alargados são recomendados para locais onde a geologia não possui capacidade para resistir aos esforços hidrodinâmicos envolvidos. Além disso, propiciam redução nas obras da bacia de dissipação e permitem, ainda, associações com descarregadores de fundo, calhas em degraus, entre outros. Muitas vezes podem ser a solução para projetos onde a vazão específica necessita ser aumentada devido ao pouco espaço no leito do rio para a locação de todas as estruturas do aproveitamento.

Sobre os ensaios realizados com pilares alargados, pode-se afirmar que a alternativa com razão de contração de 50% resultou em uma redução de 40% na profundidade máxima da fossa de erosão e 67% no volume de material erodido, em relação ao vertedouro convencional. Esse benefício necessita de investigações complementares, pois a erosão formada, apesar de pouco profunda, alcançou o limite de montante do fosso implantado no modelo. A explicação para esse fato reside no perfil longitudinal bastante alongado do jato efluente, o qual abrangeu aproximadamente 75 m do leito para a maior vazão.

A dedução mais importante extraída dos ensaios diz respeito a profundidade máxima de erosão e consta do item 4.2.4.1. Plotando-se os dados dos ensaios com os defletores em fenda, descobriu-se que a redução da profundidade máxima da

fossa de erosão não está correlacionada com a razão de contração, mas com o ângulo de deflexão.

É possível que exista correlação entre a redução da profundidade máxima da fossa de erosão e o ângulo de deflexão, também para os pilares alargados, no entanto, isto só poderá ser confirmado com ensaios adicionais.

Entre os efeitos negativos comuns às soluções utilizando defletores em fenda e pilares alargados, relatados na bibliografia, estão a vibração das estruturas e a atomização.

No item 4.1.5.1 foi proposto um critério para projeto dos defletores em fenda e pilares alargados, de forma a evitar que o encontro das ondas de choque geradas nas contrações ocorra dentro da estrutura, o que resolveria parcialmente o problema das vibrações.

A atomização, por sua vez é um problema grave e difícil de ser verificado nos estudos em modelo reduzido. Nos pilares alargados, a combinação com bacia de dissipação, aparentemente, mitigaria esse efeito por meio da submersão dos rabos de galo.

Em que pese a necessidade de ajustes na geometria da estrutura e da própria calha do vertedouro, pode-se concluir que a solução utilizando pilares alargados com razão de contração próxima a 50% poderia ser adotada em um vertedouro em condições semelhantes aquele utilizado nos ensaios e que necessitasse de mitigação dos efeitos erosivos.

Deve ser ressaltado o fato de que parte importante do benefício promovido pelos defletores em fenda e pilares alargados, segundo a bibliografia, deve-se a incorporação de ar pelo jato efluente. No entanto, o efeito de escala devido à tensão superficial em modelos reduzidos dessa ordem impede a avaliação desse aspecto.

5 RECOMENDAÇÕES

Devido ao comportamento distinto entre defletores em fenda e pilares alargados, recomenda-se que os próximos estudos sejam realizados de forma independente para cada uma dessas estruturas.

Considerando o mau desempenho dos defletores em fenda nos ensaios realizados no presente estudo, recomenda-se, para os próximos estudos, que seja utilizado um vertedouro com características compatíveis: barragem maior que 150 m e desnível até o defletor maior que 75 m.

Quanto aos pilares alargados, seria interessante uma análise da sua associação com bacia de dissipação, o que, aparentemente, seria uma solução para muitas obras futuras.

Recomenda-se ainda, que seja utilizado um método para caracterizar as áreas de impacto dos jatos efluentes dessas estruturas, pois apenas a medição do perfil longitudinal do jato efluente, adequada para vertedouros convencionais, não foi suficiente para avaliar a influência da forma do jato na redução da fossa de erosão.

Sobre os efeitos dinâmicos nos defletores, considera-se fundamental a realização e análise de ensaios adicionais a fim de fornecer insumos suficientes ao projeto estrutural desses elementos.

O presente estudo mostrou que as estruturas ensaiadas podem tornar-se uma alternativa capaz de reduzir a erosão (profundidade e volume). Nesses ensaios, entretanto, seus benefícios foram menores que o esperado. No caso de sua adoção, há necessidade de uma investigação experimental cuidadosa para otimizar seus efeitos positivos e evitar problemas de vibração e transbordamentos.

REFERÊNCIAS

ALBERTSON, M. L.; DAI, Y. B.; JENSEN, R. A. & ROUSE, H. **Difusion of Submerged Jets**. In: Transactions of the American Society of Civil Engineers. v. 115. New York: 1950.

BAUER, W. J. **Turbulen Boundary Layer on Steep Slopes**. In: Transactions of the American Society of Civil Engineers. v. 119. New York: 1954.

CAIHUAN, W.; GUOBING, H. & YUANMING, C. **Development and Practice of a New Type Dissipator In Geheyan Project**. Yangtze River Scientific Research Institute. Wuhan: 2002

CAMPBELL, F. B.; COX, R. G.; BOYD, M. B. Boundary Layer Development and Spillway Energy Losses – American Society of Civil Engineers. **Journal of Hydraulics Division**,1965.

CBDB – Comitê Brasileiro de Grandes Barragens. **Erosão em Bacias de Lançamento – Aspectos Hidráulicos e Geotécnicos**, Publicação 3/96, Comissão de Hidráulica, 1994.

CEHPAR – Centro de Hidráulica e Hidrologia Prof. Parigot de Souza – **Projeto HL-156 – Estudos Hidráulicos em Modelo Reduzido da Usina Hidrelétrica Mauá**. Curitiba: 2006.

CEHPAR – Centro de Hidráulica e Hidrologia Prof. Parigot de Souza – **Projeto HL-168 – Estudo da Eficiência Hidráulica de Dissipadores de Energia Tipo Flaring Piers**. Curitiba: 2009.

DAYLY, J. W. & HARLEMAN, D. F. **Fluid Dynamics**, Reading: Addison-Wesley, 1966.

DODGE, R. A. & MEFFORD, B. **Hydraulic Model Study of Chili Bar Dam Spillway Modifications**. Denver: U. S. Department of the Interior - Bureau of Reclamation, 1990.

ENGELUND, F. A. & MUNCH-PETERSEN, J. **Steady Flow in Contracted and Expanded Rectangular Channels**. La Houille Blanche, v. 8, nº 4,1953.

United States Corps of Engineers. **Hydraulic Design Criteria**. Sheets 111-18 to 111-18/5. Vicksburg:1977.

GAO, J., LIU, Z. & GUO, J. **Energy Dissipation For High Dams. Large Dams in China – A Fifty Year Review**. Chinese National Committee on Large Dams, 2000.

GUO, J. Recent Achievements on Hydraulic Research in IAHR. In: International Association of Hydro-Environment Engineering and Research Meeting, 2006. **Palestra**

GUO, J., WU, Y., ZHANG, D., LIU, J. & SUN, S. Recent Achievements on Hydraulic Research in IAHR In: International Association of Hydro-Environment Engineering and Research Meeting, 2006. **Anais**

GUOBING, H., QIUXIA, Z., WENGANG, D. **Study of Narrow Opening Dissipation In Spillway of High Fall Head And Large Discharge Per Unit Width**. In: XXX° Convegno di Idraulica e Construzioni Idrauliche – IDRA, 2006.

HENDERSON, F. M. **Open Channel Flow**. Upper Saddle River: Prentice-hall, 1966.

HUANG, G.; ZHANG, Q & DUAN, W. **Study of Narrow Opening Energy Dissipator in Spillway of High Fall Head and Large Discharge per Unit Width**. XXX Convegno di Idraulica e Construzioni Idrauliche – IDRA, 2006.

NEIDERT, S.H. Desempenho de Vertedouros – Dissipação de Energia. Cavitação e Erosão. Publicação Nº 37 do Centro de Hidráulica e Hidrologia Prof. Parigot de Souza. Separata do: **Relatório Geral apresentado no XVIII Seminário Nacional de Grandes Barragens**, Rio de Janeiro, 1980.

PEREIRA, G. M.; BRITO, S. N. A.; GONÇALVES, E. S. **Considerações sobre a Utilização de Dissipadores de Energia em Salto de Esqui em Maciços Rochosos Sãos Muito Fraturados – O Caso da UHE Jaguará**. XIX Seminário Nacional de Grandes Barragens. Aracaju, 1985.

PINTO, N. S. **Apostila da Disciplina de Hidráulica Aplicada**. Curitiba: Universidade Federal do Paraná. Centro de Hidráulica e Hidrologia Professor Parigot de Souza, 1987.

SHLEISS, A. J. & BOLLAERT, E. (editors). **Rock Scour Due to High Velocity Jets**. In: International Workshop on Rock Scour Due to High-Velocity Jets. Lausanne: A. A. Balkema Publishers Lisse, 2002.

VERONESE, A. **"Erosioni Di Fondo a Valle di Uno Scarico."** Annali dei Lavori Pubblici, 75(9), 717-726, 1937.

VLB Engenharia. **UHE Mauá – Consolidação dos Dimensionamentos Hidráulicos**. Curitiba, 2009.

YARNELL, D. L. **Pile Trestles as Channel Obstructions**. U. S. Department of Agriculture. Tech. Bull. n. 429, 1934.

YARNELL, D. L. **Bridge Piers as Channels Obstructions**. U. S. Department of Agriculture. Tech. Bull. n. 429, 1934.

Hydrochina Zhongnan Engineering Corporation: fotos e informações de vertedouros chineses. Disponível em <http://en.msdi.cn/> Acesso em 02/02/11.