

ESCOLA FEDERAL DE ENGENHARIA DE ITAJUBÁ

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

DE

PEQUENAS CENTRAIS HIDRELÉTRICAS



Cidélia Maria Barbosa Lima

Orientador: Prof. L. D. Zulcy de Souza

Itajubá - MG

1993

CLASS 621.311.21.0101.63(043.2)
 DTT. L732c
 TOME 721

EFEI / BIBLIOTECA		
ESTE LIVRO DEVE SER DEVOLVIDO NA		
ÚLTIMA DATA CARIMBADA.		
17/9/93	17/9/03	
24/9/93	05.11.03	
26.12.93	22.6.2004	
24/12/03	05/03/06	
06/01/04	02/07/14	
26.01.94		
23/07/94		
23/3/94		
23/6/94		
20.10.98		
09/02/99		
03.5.99		
2.5/05/00		
08/06/00		
02/11/00		
14.05.02		
01/07/02		
10/07/02		
15/07/02		
29/07/02		
31/10/02		

CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO
DE
PEQUENAS CENTRAIS HIDRELÉTRICAS

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Cidélia Maria Barbosa Lima

AGRADECIMENTOS

À Prof. Daisy de Souza, pela orientação deste trabalho.

À Prof. Carlos Barreira Martins, Diretor da Faculdade de Engenharia Civil de Curitiba (FECIC), pela co-orientação deste trabalho, assim que sua atenção, não de substancial importância.

À Prof. Renato Fernandes Lima (FECIC), pela grande auxílio na conclusão deste trabalho.

À Eng. Renato Luiz Barreira Martins, por toda ajuda cedida e os materiais, na parte de avaliação econômica deste trabalho.

À Eng. Geraldo João Sérgio Filho pelo material cedido e pelo apoio na conclusão do trabalho.

À Eng. Fernando José Fioriano Martins, pelo apoio cedido na conclusão da parte gráfica deste trabalho.

À meu marido e filhos, por ter-lhes fornecido todas condições de trabalho.

*Dedica esta dissertação à minha mãe, Aparecida,
ao meu marido, Renato, e a meus filhos, Rodrigo e Thiago.*

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Zulcy de Souza, pela orientação deste trabalho.

Ao Prof. Carlos Barreira Martinez, Diretor da Faculdade de Engenharia Civil de Itajubá (FECI), pela co-orientação deste trabalho, mesmo que não oficial, mas de substancial importância.

Ao Prof. Renato Fernandes Lima (FECI), pelo grande auxílio na finalização deste trabalho.

Ao Eng. Manuel Luiz Barreira Martinez, por toda ajuda cedida, e em especial, na parte de avaliação econômica deste trabalho.

Ao Eng. Geraldo Lúcio Tiago Filho pelo material cedido e pelo apoio na confecção do trabalho.

Ao Eng. Fernando José Floriano Barbosa, pela ajuda cedida na confecção da parte gráfica deste trabalho.

Ao meu marido e filhos, por ter-lhes furtado horas preciosas de convívio.

CONTEÚDO

RESUMO.....	vi
ABSTRACT.....	vii
SIMBOLOGIA.....	viii
FIGURAS.....	xv
TABELAS.....	xviii
CAPÍTULO 1 - METODOLOGIA DA DISSERTAÇÃO	
1.1 - INTRODUÇÃO.....	01
1.2 - A EVOLUÇÃO DAS PCH'S.....	02
1.3 - OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO.....	04
1.4 - ESCOPO DA DISSERTAÇÃO.....	04
CAPÍTULO 2 - TIPOS DE TECNOLOGIAS USADAS NA CONCEPÇÃO DE PCH'S	
2.1 - INTRODUÇÃO.....	06
2.2 - TIPOS DE ARRANJOS BÁSICOS CONTEMPLADOS NESTE TRABALHO.....	06
2.2.1 - PCH's de média queda.....	07
2.2.2 - PCH's de baixa queda.....	09
2.3 - CRITÉRIOS PARA IMPLANTAÇÃO DE PCH'S.....	14
2.3.1 - O primeiro caso de planejamento: Micro e Mini-Centraís Hidrelétricas.....	14
2.3.2 - O segundo caso de planejamento de PCH's.....	15
2.3.3 - O terceiro caso de planejamento de PCH's.....	16
CAPÍTULO 3 - DIMENSIONAMENTO DA PCH	
3.1 - INTRODUÇÃO.....	18
3.1.1 - Desvio do rio.....	18
3.2 - BARRAGENS E VERTEDOUROS.....	23
3.2.1 - Dimensionamento hidráulico.....	24
3.2.2 - Determinação dos volumes envolvidos.....	34

3.3 - TOMADA D' ÁGUA.....	36
3.3.1 - Dimensionamento hidráulico.....	37
3.3.2 - Determinação dos volumes envolvidos.....	39
3.4 - CANAL DE ADUÇÃO.....	40
3.4.1 - Dimensionamento hidráulico.....	40
3.4.2 - Determinação dos volumes envolvidos.....	44
3.5 - CÂMARA DE CARGA.....	45
3.5.1 - Dimensionamento hidráulico.....	46
3.5.2 - Determinação dos volumes envolvidos.....	48
3.6 - TUBULAÇÃO DE BAIXA PRESSÃO.....	48
3.6.1 - Dimensionamento hidráulico.....	48
3.6.2 - Juntas de dilatação em tubos.....	51
3.6.3 - Determinação dos volumes envolvidos.....	53
3.7 - CHAMINÉ DE EQUILÍBRIO.....	55
3.7.1 - Dimensionamento hidráulico.....	55
3.7.2 - Determinação dos volumes envolvidos.....	56
3.8 - TUBULAÇÃO FORÇADA.....	58
3.8.1 - Dimensionamento hidráulico.....	58
3.8.2 - Determinação dos volumes envolvidos.....	63
3.9 - CASA DE MÁQUINAS.....	65
3.9.1 - Dimensionamento hidráulico.....	65
3.9.2 - Determinação dos volumes envolvidos.....	69
CAPÍTULO 4 - EQUIPAMENTOS HIDROMECÂNICOS	
4.1 - TURBINAS HIDRÁULICAS.....	72
4.1.1 - Turbinas FRANCIS.....	74
4.1.2 - Turbinas axiais.....	83
4.1.3 - Turbinas MICHELL-BANKI.....	90
4.1.4 - Considerações Sobre os Diversos Tipos de Turbinas....	95
4.1.5 - Turbinas não convencionais para PCH's.....	104
4.1.6 - Situação dos fabricantes nacionais de turbinas....	110
4.2 - COMPORTAS HIDRÁULICAS.....	120
4.3 - GRADES.....	122
4.4 - APARELHOS PARA ELEVAÇÃO E TRANSPORTE.....	123

CAPÍTULO 5 - METODOLOGIA PARA DETERMINAÇÃO DO CUSTO DA PCH	
5.1 - INTRODUÇÃO.....	125
5.2 - LEVANTAMENTO PARAMETRIZADO DOS CUSTOS DE PCH'S.....	125
5.3 - CÁLCULO DO CUSTO FINAL DA PCH.....	131
5.3.1 - Método dos custos parametrizados.....	131
5.3.2 - Método híbrido.....	133
CAPÍTULO 6 - METODOLOGIA PARA AVALIAÇÃO ECONÔMICA DA ALTERNATIVA HIDRELÉTRICA	
6.1 - CÁLCULO DO CUSTO DA ENERGIA GERADA E DO RETORNO PARA A PCH.....	136
6.1.1 - PCH's isoladas.....	137
6.1.2 - Sistemas interligados.....	139
CAPÍTULO 7 - ESTUDO DE CASO	
7.1 - CARACTERIZAÇÃO LOCAL.....	143
7.2 - DADOS PARA CÁLCULO.....	144
7.3 - RESULTADOS.....	149
CAPÍTULO 8 - COMENTÁRIOS FINAIS.....	150
APÊNDICE 1 - DESVIO DO RIO.....	152
APÊNDICE 2 - PARÂMETRO Z^2	161
APÊNDICE 3 - DIMENSÕES DOS BLOCOS DE ANCORAGEM.....	164
BIBLIOGRAFIA.....	169

RESUMO

Esta dissertação apresenta uma síntese dos trabalhos que são desenvolvidos para os projetos de Pequenas Centrais Hidrelétricas.

Apresenta-se e descreve-se os tipos de arranjos básicos mais comuns. Mostra-se os componentes de pequenas centrais hidrelétricas, seu dimensionamento e o cálculo do volume de concreto envolvido em cada estrutura. Faz-se, através destes volumes, e de outro método, já desenvolvido, o cálculo do custo do empreendimento. A seguir, avalia-se este empreendimento economicamente, buscando a melhor alternativa.

Ao final, apresenta-se um estudo de caso, empregando a metodologia proposta na dissertação. E, faz-se as conclusões e recomendações.

ABSTRACT

This dissertation presents a resume of developed tasks on small hydro design.

The most common types of basic design are presented and described. Small hydro components and its dimensioning are discussed, material volumes involved in each particular structure are computed. A small hydro costs are determined, making use of material volumes and another developed method. Following, small hydro is evaluated economically, searching the best alternative.

At last, a case study is presented, applying the proposed method. And conclusions and recommendations are done.

SIMBOLOGIA

a	largura da crista da barragem	[m]
A_C	área interna mínima da seção transversal da chaminé de equilíbrio	[m ²]
A_T	área interna da seção transversal da tubulação adutora	[m ²]
A,B,C,E	dimensões dos blocos de apoio e ancoragem	[m]
b	base da seção transversal da barragem	[m]
B	base do canal da tomada d'água	[m]
b'	vão livre do canal da tomada d'água	[m]
b_2	largura da câmara de carga	[m]
CAP	custo de administração do proprietário	[US\$]
CCA	custo do canal de adução	[US\$]
CCAA	custo do canteiro de obras	[US\$]
CCC	custo da câmara de carga	[US\$]
CCF	custo do canal de fuga	[US\$]
CCM	custo da casa de máquinas	[US\$]
CCPG	custo das comportas e grades	[US\$]
CDB	custo da barragem	[US\$]
CDR	custo do desvio do rio	[US\$]
CE	custo de eventuais	[US\$]
CEP	custo de engenharia de projeto	[US\$]
CGER	custo dos geradores síncronos	[US\$]
CIDC	custo de juros durante a construção	[US\$]

CLT	custo da linha de transmissão	[US\$]
COM	custo de operação e manutenção	[US\$]
CPC_{CA}	custo da PCH com sistema de adução por canal	[US\$]
CPC_{tb}	custo da PCH com sistema de adução de baixa pressão com tubulação	[US\$]
CPRT	custo da ponte rolante e talhas	[US\$]
CQC	custo do quadro de comando e dispositivos de proteção	[US\$]
CRV	custo dos reguladores de velocidade	[US\$]
CSB	custo da subestação	[US\$]
CTB	custo da tubulação de baixa pressão	[US\$]
CTC	custo total da central	[US\$]
CTD	custo da tomada d'água	[US\$]
CTF	custo da tubulação forçada	[US\$]
CTUR	custo da turbina	[US\$]
CV	custo das válvulas	[US\$]
d	diâmetro da partícula	[m]
D	diâmetro do tubo de adução	[m]
d_0	diâmetro do jato d'água	[m]
D_1	diâmetro do círculo do rotor no ponto de incidência do jato	[m]
D_e	diâmetro econômico da tubulação forçada	[cm]
D_n	diâmetro interno na saída do rotor da turbina	[m]
D_T	diâmetro da tubulação de baixa pressão	[cm]
e	espessura das paredes das tubulações	[mm]
e_c	espessura das paredes e da laje de fundo da câmara de carga	[m]

ED	energia demandada	
e_s	sobre-espessura para corrosão das paredes da tubulação	[mm]
g	aceleração da gravidade	[m/s ²]
h	altura da lâmina vertente	[m]
H	queda bruta	[m]
h'	profundidade do canal da tomada d'água	[m]
h_{2C}	altura da câmara de carga	[m]
h_b	altura da barragem	[m]
H_b	altitude do nível do canal de descarga	[m]
H_L	altura de queda líquida	[m]
h_m	pé direito da casa de máquinas	[m]
H_m	altura de queda mínima	[m]
h_s	sobrepessão ou depressão devida ao golpe de aríete	[m]
$h_{Smáx}$	altura máxima de sucção	[m]
h_t	perda de carga no sistema adutor	[m]
H_t	carga hidráulica total na tubulação forçada	[m]
i	taxa mínima de atratividade	
I	declividade do canal	[m/m]
J	perda de carga unitária	[m/km]
K	coeficiente de revestimento do canal	
K'	coeficiente do material da tubulação para celeridade	
K_f	coeficiente de eficiência da junta de tubos de aço	
K_q	coeficiente de perda de carga	
K_T	coeficiente de forma, depende da topografia	
K_V	coeficiente de forma do vale	

l	altura da grade	[m]
L	largura da tomada d'água	[m]
L_2	extensão da câmara de carga	[m]
L_a	distância entre blocos de ancoragem	[m]
L_b	extensão da barragem	[m]
L_c	extensão do desarenador da tomada d'água	[m]
L_{CA}	extensão do canal de adução	[m]
l_{cf}	extensão do canal de fuga	[km]
l_{lt}	extensão da linha de transmissão	[km]
L_S	distância entre selas	[m]
L_T	extensão da tubulação de baixa pressão	[m]
L_{TF}	extensão da tubulação forçada	[m]
m	inclinação dos taludes do canal de adução	
M	altura da tomada d'água, menos a altura do canal	[m]
m_1	inclinação do talude de montante da barragem	
m_2	inclinação do talude de jusante da barragem	
M_a	largura da área destinada às máquinas	[m]
n	rotação	[rpm]
N	comprimento da área destinada às máquinas	[m]
n_1	rotação	[rps]
n_F	número de blocos de ancoragem de mesmom tipo	
NM	número de turbinas	
n_{q_A}	rotação específica	
p	carga distribuída na tubulação de aço	[kP/m]
P	potência do aproveitamento	[kW]

P_{CE_A}	peso do aço da chaminé de equilíbrio	[kP]
P_{TF}	peso de aço da tubulação forçada	[kP]
P_i	pressão hidrostática máxima interna	[kP/cm ²]
P_L	valor presente líquido	[US\$]
P_S	sobrepresão hidrostática interna devido golpe de aríete	[kP/cm ²]
P_{TB}	peso de aço da tubulação de baixa pressão	[kP]
Q	vazão de projeto	[m ³ /s]
Q_{1j}	descarga unitária por injetor	[m ³ /s]
Q_j	descarga por injetor	[m ³ /s]
$Q_{máx}$	descarga máxima sobre o vertedouro	[m ³ /s]
R	raio hidráulico	[m]
S	seção molhada do canal de adução	[m ²]
S_{RD}	área da casa de máquinas com turbinas Francis de rotor duplo	[m ²]
S_{RS}	área da casa de máquinas com turbinas Francis de rotor simples	[m ²]
t	tempo de fechamento do órgão de controle de engolimento	[s]
T	espessura das paredes da tomada d'água	[m]
th	tempo de aceleração da água na tubulação forçada	[s]
TIR	taxa interna de retorno	
U	perímetro molhado do canal de adução	[m]
v	valor uniforme de uma série de desembolsos	[US\$]
V	velocidade horizontal do escoamento no desarenador	[m/s]

V_A	volume de areia socada para valas da tubulação de baixa pressão de concreto ou cimento-amianto	$[m^3]$
V_{BA_B}	volume de brita para base dos blocos de apoio	$[m^3]$
V_{BA_C}	volume de concreto para blocos de apoio	$[m^3]$
V_{BAC_B}	volume de brita para a base do bloco de ancoragem	$[m^3]$
V_{BAC_C}	volume de concreto para o bloco de ancoragem	$[m^3]$
V_{CA_A}	volume de argamassa para a base do canal de adução	$[m^3]$
$V_{CA_{AL}}$	volume de alvenaria para o canal de adução	$[m^3]$
V_{CA_B}	volume de brita para base do canal de adução	$[m^3]$
V_{CA_C}	volume de concreto para o canal de adução	$[m^3]$
V_{CAP}	volume de pedra para o canal de adução	$[m^3]$
V_{CC}	volume de concreto para a câmara de carga	$[m^3]$
V_{CE_A}	volume da aço da chaminé de equilíbrio	$[m^3]$
V_{CE_C}	volume de concreto para base da chaminé de equilíbrio	$[m^3]$
V_{CM}	volume de concreto para laje de piso e pilares da casa de máquinas	$[m^3]$
V_{ic}	volume de blocos individuais da barragem de concreto	$[m^3]$
V_P	celeridade	$[m/s]$
V_{TA}	volume de concreto na tomada d'água	$[m^3]$
V_{TB}	volume de aço da tubulação de baixa pressão	$[m^3]$
V_{tc}	volume de concreto total da barragem	$[m^3]$
V_{TF}	volume de aço da tubulação de forçada	$[m^3]$
V_s	velocidade vertical de sedimentação da partícula	$[m/s]$

x_j	valor da receita menos as despesas	[US\$]
Y	trabalho específico	[J/kg]
Z_0	número de injetores da turbina Pelton	
Z_p	número de pólos do alternador	
α	inclinação da grade com relação à horizontal	
Δt	diferença máxima de temperatura permitida para a parede do tubo	[°C]
η_g	rendimento do gerador	
η_t	rendimento da turbina	
ν	viscosidade cinemática da água	[m ² /s]
θ	número de intervalos $2L/P$ contidos em t	
ρ	constante da linha piezométrica	
ρ_p	massa específica da partícula em sedimentação	[kg/m ³]
σ_e	tensão de escoamento do aço	[kP/cm ²]
σ_f	tensão admissível de resistência à tração do aço	[kP/cm ²]
σ_{min}	coeficiente de cavitação de Thoma	
σ_r	tensão de ruptura à tração do aço	[kP/cm ²]

FIGURAS

Figura 2.1 - Arranjo básico típico de Central de Média Queda	08
Figura 2.2 - Arranjo básico de Central de Média Queda sem sistema de adução de baixa pressão	08
Figura 2.3 - Arranjo básico de PCH c/ turbina Francis caixa aberta	11
Figura 2.4 - Arranjo básico de PCH com turbina axial	13
Figura 2.5 - Arranjo básico de PCH de baixa queda com turbina axial.....	13
Figura 3.1 - Desvio do Rio - Etapa 1 - Caso 1	21
Figura 3.2 - Desvio do Rio - Etapa 2 - Caso 1	21
Figura 3.3 - Tipo de Ensecadeira - Seção A	22
Figura 3.4 - Tipo de Ensecadeira - Seção B	23
Figura 3.5 - Dimensões da barragem de terra	29
Figura 3.6 - Dimensões da barragem de enrocamento	30
Figura 3.7 - Dimensões da barragem de concreto	31
Figura 3.8 - Formas típicas de vedações flexíveis	33
Figura 3.9 - Formas para execução de juntas de dilatação	34
Figura 3.10 - Perfis das barragens consideradas	35
Figura 3.11 - Tomada d'água	39
Figura 3.12 - Seção típica de canal	42
Figura 3.13 - Câmara de carga	47
Figura 3.14 - Blocos de apoio p/ tubulação de baixa pressão de aço	52

Figura 3.15 - Assentamento da tubulação de baixa pressão de concreto ou de cimento amianto	52
Figura 3.16 - Tipos de juntas de dilatação em tubos	53
Figura 3.17 - Esquema da Chaminé de Equilíbrio	59
Figura 3.18 - Esquema da casa de máquinas	67
Figura 3.19 - Área da casa de máquinas para turbina Francis simples e Francis dupla	71
Figura 4.1 - Campo de aplicação de turbinas para PCH's	79
Figura 4.2 - Turbina Francis caixa aberta	80
Figura 4.3 - Conjunto turbina Francis espiral, regulador e gerador	81
Figura 4.4 - Dimensões básicas de turbinas Francis	82
Figura 4.5 - Dimensões básicas de turbinas Kaplan	86
Figura 4.6 - Dimensões básicas de turbinas tubulares de tipo "S"	87
Figura 4.7 - Campo de funcionamento das turbinas com rotação e altura de queda constantes	88
Figura 4.8 - Turbina Michell-Banki ou fluxo cruzado	91
Figura 4.9 - Determinação do diâmetro médio do rotor da turbina Michell-Banki	93
Figura 4.10 - Turbina Michell-Banki - Dimensões Básicas	94
Figura 4.11 - Campo de aplicação de turbinas para PCH's	103
Figura 4.12 - Turbina fluxo-partido - "Split-Flow"	106
Figura 4.13 - Turbina Turgo	107
Figura 4.14 - Turbina de reação, rotor tipo Schiele	111
Figura 4.15 - Campo de aplicação das turbinas não convencionais	112

Figura 4.16 - Campo de aplicação de turbinas fabricadas pela empresa Hidráulica Industrial S.A.	115
Figura 4.17 - Campo de aplicação de turbinas fabricadas pela empresa Turbinas Hidráulicas Wirz Ltda.	116
Figura 4.18 - Campo de aplicação das turbinas padronizadas fabricadas pela Mecânica Pesada S.A.	117
Figura 4.19 - Campos de aplicação das turbinas Michell-Banki	118
Figura 4.20 - Campos de aplicação das turbinas fabr. pela Voith	119
Figura 4.21 - Grade de barras de aço redondas	124
Figura 6.1 - Curva de carga adotada	137
Figura 6.2 - Fluxograma de otimização	141
Figura 7.1 - Curva de duração de vazão no ponto de estudo	144
Figura 7.2 - Arranjo básico da PCH Cachoeira Redonda	145

TABELAS

Tabela 1.1	- Classificação das PCH's por potência	03
Tabela 3.1	- Riscos envolvidos nas obras de desvio	19
Tabela 3.2	- Capacidade de tubos circulares de concreto	22
Tabela 3.3	- Altura da borda livre (m)	25
Tabela 3.4	- Inclinação de taludes	26
Tabela 3.5	- Dimensões dos prismas e da base para $h \geq 3,0$ m	27
Tabela 3.6	- Dimensões dos prismas e da base para $h < 3,0$ m	27
Tabela 3.7	- Dimensões da barragem de concreto	28
Tabela 3.8	- Valores de m para inclinação de taludes do canal de adução	41
Tabela 3.9	- Valores de K	41
Tabela 3.10	- Limite inferior da velocidade no canal	43
Tabela 3.11	- Limite superior da velocidade no canal	43
Tabela 3.12	- Tensões admissíveis à compressão	51
Tabela 3.13	- Dimensões principais da chaminé de equilíbrio	57
Tabela 3.14	- Velocidade máxima admissível para tubulações forçadas	60
Tabela 3.15	- Limites para perda de carga	61
Tabela 3.16	- Dimensões dos blocos de apoio	62
Tabela 3.17	- Dimensões principais da Casa de Máquinas	66
Tabela 4.1	- Tipos de regulagem das turbinas bulbo	90
Tabela 4.2	- Parâmetros para seleção do tipo de turbina	99

Tabela 4.3	- Turbinas não convencionais	109
Tabela 4.4	- Hidráulica Industrial S.A. - Situação atual	113
Tabela 5.1	- Coeficiente de forma do vale	126
Tabela 5.2	- Valores de K_t	127
Tabela 7.1	- Características físicas do aproveitamento	145
Tabela 7.2	- Dados relativos à barragem	146
Tabela 7.3	- Resultados da determinação da potência instalada na PCH, em função do levantamento estatístico	146
Tabela 7.4	- Dados para cálculo da PCH, em função do dimensionamento proposto	147
Tabela 7.5	- Resultado obtido no pré-dimensionamento	149

CAPÍTULO 1

METODOLOGIA DA DISSERTAÇÃO

1.1 - INTRODUÇÃO

A baixa capacidade de investimento, por parte do setor público, tem levado o setor elétrico a uma situação de características bastante complexas. Se por um lado existe uma demanda reprimida cada vez maior, com conseqüências sociais e econômicas desastrosas, por outro lado tem-se uma situação de incapacidade de investimento, tanto na geração de energia, quanto na própria ampliação do sistema de transmissão e distribuição.

Neste contexto, houve um renascimento do interesse pela implantação de PCH's em todo o território nacional, fato este acompanhado de alguns investimentos, tanto por parte das empresas e grupos empresariais, quanto de instituições de ensino que tradicionalmente se dedicavam à área de geração de energia elétrica.

Desta forma, desenvolveram-se, durante a década de 80, uma série de estudos e procedimentos¹, objetivando a orientação e o direcionamento das atividades de projetistas e construtores, de forma a reduzir os investimentos na implantação de PCH's, visando a viabilização destas centrais. A aplicação destes procedimentos demonstrou alguns pontos críticos, que haviam sido pouco estudados e que redundavam em problemas de ordem econômica e até mesmo técnica. A par disto, não se pode negar a imensa contribuição que estes estudos tiveram e ainda têm no cenário nacional.

Deve-se, também, considerar que, além do aspecto econômico-financeiro, o aspecto ambiental na implantação de PCH's deve ser levado em conta. Não são esperados grandes impactos negativos na implantação de PCH's, porém

¹Manuais de Mini, Micro e Pequenas Centrais Hidrelétricas [1], cursos de Pequenas Centrais Hidrelétricas e estudos acadêmicos sobre a implantação e otimização de PCH's.

recomenda-se uma análise dos parâmetros ambientais para se avaliar a real dimensão dos impactos negativos e se tiverem importância deverá ser feito um Estudo de Impacto Ambiental, a fim de mitigá-los.

São importantes, basicamente, as seguintes providências:

- programa de combate à doenças como esquistossomose e malária, comuns em áreas de reservatórios;
- retirada da vegetação na área a ser inundada, evitando a decomposição desta biomassa comprometendo a qualidade da água;
- orientação do pessoal envolvido com a construção, operação e manutenção da usina para despertar-lhes a preocupação com a preservação das características físicas e ecológicas em quaisquer atividades desenvolvidas.

1.2 - A EVOLUÇÃO DAS PCH'S

O início da eletrificação no Brasil se deu baseado em Pequenas Centrais Hidrelétricas de origem privada. Estas primeiras centrais tinham como característica básica a utilização de equipamentos de origem européia, normalmente alemães ou suíços, e se utilizaram, nas obras civis, elementos nativos e materiais de acabamento importados. Tem-se, assim, a instalação, no Município de Juiz de Fora, da primeira central hidrelétrica da América Latina, a Usina de Marmelos Zero, hoje transformada em um museu pela CEMIG.

Após esta época vários empreendedores no país passaram a investir na geração de energia elétrica, como é o caso da Companhia Paulista de Energia Elétrica (CPEE), atualmente uma pequena concessionária, no interior do estado de São Paulo. É interessante citar que a implantação destas primeiras PCH's causaram uma série de modificações sociais, tais como a melhoria da produção, e até mesmo a melhor distribuição da propriedade rural, pois ao se investir na geração de energia elétrica, os primeiros empresários se dispuseram a vender suas propriedades a pequenos fazendeiros, de forma a levantar fundos para a construção das centrais. Este fato é bastante presente no município sede da CPEE, São José do Rio Pardo, que apesar de ser um município pouco industrializado para os padrões do Estado de São Paulo, apresenta uma das maiores rendas per capita e distribuição de renda do país.

Após esta etapa pioneira, o país passou por um processo de desenvolvimento onde o abastecimento de energia elétrica era feito por pequenas concessionárias, que abasteciam sistemas isolados entre si. Foi a partir da década de 50, com a construção da UHE Furnas, que o capital estatal passou a fazer parte do setor elétrico. Nesta época, devido à economia de escala e à desatualização tecnológica, as PCH's entraram em declínio, somente se recuperando em meados da década de 80.

Cabe ressaltar aqui que o termo PCH, como é hoje conhecido e aceito, não se aplica corretamente no decorrer do tempo, pois uma PCH de hoje em épocas passadas certamente seria reconhecida como uma grande central hidrelétrica, devido a vários fatores, tais como: volume de obras, potência, etc., que seriam de centrais de grande porte.

A Tabela 1.1 apresenta a classificação por potência para as PCH's no Brasil, recomendado nos Manuais de PCH's [1].

Tabela 1.1 - Classificação das PCH's por potência

POTÊNCIA (kW)	CLASSIFICAÇÃO	QUEDA DE PROJETO(m)		
		Baixa	Média	Alta
até 100	Micro Centrais Hidrelétricas	<15	15 a 50	>50
100 a 1000	Mini Centrais Hidrelétricas	<20	20 a 100	>100
1000 a 10.000	Pequenas Centrais Hidrelétricas	<25	25 a 130	>130

Fonte: Manuais de PCH's DNAEE / Eletrobrás [1]

A portaria n.º 136 de 06 de outubro de 1987, do Diretor-Geral do DNAEE define PCH como sendo o aproveitamento que:

- seja dotado de unidades geradoras com potência individual de até 5000 (cinco mil) (kW);
- tenha potência instalada total de, no máximo, 10.000 (dez mil) kW;

- para fins de análise pelo DNAEE, seja observado o conteúdo dos manuais elaborados pelo DNAEE/ELETRÓBRÁS;
- apresente soluções de engenharia e planejamento não contempladas nos referidos manuais, desde que tornem mais conveniente o projeto e conduzam a um custo final da energia gerada inferior a qualquer outra alternativa de suprimento, para o mercado a ser atendido.

1.3 - OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação tem por objetivo apresentar uma série de procedimentos e critérios utilizados nos projetos de pequenas centrais hidrelétricas, levantar os volumes de concreto envolvidos nas obras civis, calcular seus custos e avaliar economicamente o empreendimento.

A par das dificuldades inerentes a este tipo de tarefa, oriundas da complexidade dos trabalhos e da multiplicidade de arranjos básicos e disposições possíveis, dá-se uma idéia global do dimensionamento dos componentes da pequena central hidrelétrica, baseando-se, para isto, nos Manuais de PCH's [1], somente utilizando outra referência em alguns componentes.

Os custos das obras civis são determinados através dos volumes de concreto envolvidos nas diversas estruturas, que não se constituem exclusivamente de concreto, mas este é seu elemento básico e de custo bastante significativo, sendo assim, este valor calculado dará a ordem de grandeza do custo. Apresenta-se, ainda, custos determinados através de outro trabalho de dissertação.

A avaliação econômica é feita utilizando-se o método já consagrado da Taxa Interna de Retorno (TIR).

1.4 - ESCOPO DA DISSERTAÇÃO

Para se atingir este objetivo, dividiu-se esta dissertação neste capítulo e em mais sete, enumerados a seguir, com seus respectivos conteúdos.

No *segundo capítulo* expõe-se os tipos de arranjos usados em PCH's e faz-se uma avaliação das diversas tecnologias atualmente disponíveis no país.

No *terceiro capítulo* apresenta-se uma série de considerações sobre o dimensionamento hidráulico das estruturas da PCH, levantando-se, paralelamente, os volumes envolvidos em cada uma.

No *quarto capítulo* apresenta-se as considerações dos principais equipamentos hidromecânicos utilizados em PCH's, relacionando-se quais os tipos de turbinas fabricadas no país.

No *quinto capítulo* expõe-se uma metodologia para determinação do custo global da PCH, utilizando-se dos levantamentos quantitativos obtidos no terceiro capítulo e de equações de custo já desenvolvidas em outros trabalhos.

No *sexto capítulo* mostra-se uma metodologia para avaliação econômica da alternativa hidrelétrica, utilizando a Taxa Interna de Retorno (TIR), e se desenvolve um programa que visa otimizar a implantação da PCH, ou seja, maximizar a energia gerada e o retorno líquido.

No *sétimo capítulo* apresenta-se um exemplo do que foi desenvolvido nos capítulos anteriores.

Finalmente, no *oitavo capítulo*, apresenta-se conclusões e recomendações relativas ao trabalho de dissertação, de um modo geral.

CAPÍTULO 2

TIPOS DE TECNOLOGIAS USADAS NA CONCEPÇÃO DE PCH'S

2.1 - INTRODUÇÃO

A concepção de uma Pequena Central Hidrelétrica deve ser feita de acordo com o meio ao qual a mesma está inserida, ou seja, a forma construtiva, o tipo e a tecnologia dos componentes devem ser função direta das condições locais e também do sistema a ser abastecido, pois dependendo das múltiplas utilizações da energia elétrica gerada, ter-se-á uma série de condicionantes técnicas a serem observadas na central. Bajay e Martinez [3], no que se refere às tecnologias empregadas, propõem uma sub divisão, em três níveis, do planejamento de PCH's, que são:

- O primeiro nível se refere a autoprodutores independentes e pequenas empresas concessionárias, atendendo, em geral, sistemas eletricamente isolados;
- O segundo nível envolve PCH's um pouco mais complexas. Se utiliza muita padronização, inclusive das obras civis. Estas centrais estão frequentemente inseridas em sistemas interligados;
- Finalmente, o último nível se refere à centrais mais avançadas, geralmente interligadas a sistemas elétricos das grandes concessionárias.

Para cada um destes níveis, tem-se um critério específico de planejamento e projeto, que visa suprir com eficiência os sistemas aos quais as mesmas estão inseridas, mantendo-se relações custo/benefício compatíveis com as necessidades dos sistemas.

2.2 - TIPOS DE ARRANJOS BÁSICOS CONTEMPLADOS NESTE TRABALHO

Nesta dissertação, procurou-se contemplar alguns tipos de arranjos

básicos que mais se adaptam às atuais necessidades nacionais. Assim, embasados na experiência vivida em estudos e projetos básicos executados no DPJ - FECI e nos projetos efetuados nos cursos de Especialização de Pequenas Centrais Hidrelétricas - ELETROBRÁS - FUPAI, optou-se por estudar os arranjos básicos de centrais de média e baixa queda, visto que, a disponibilidade de dados para arranjos de alta queda é bastante pequena.

2.2.1 - PEQUENAS CENTRAIS HIDRELÉTRICAS DE MÉDIA QUEDA

As pequenas centrais hidrelétricas de média queda, ou seja, queda entre 25 e 130 m, atualmente construídas no Brasil, apresentam características bastante simples e alcançam custos de implantação competitivos. São constituídas normalmente de barragens, tomada d'água, canal de adução ou tubulação de baixa pressão, câmara de carga ou chaminé de equilíbrio, tubulação forçada, casa de máquinas, subestações e do sistema de transmissão associado. A figura 2.1 apresenta este tipo de arranjo básico.

Pode-se ter, ainda, uma pequena modificação deste arranjo, onde o sistema de adução de baixa pressão é suprimido, ficando a ligação da casa de máquinas com o reservatório apenas em função da tomada d'água e da tubulação forçada. A figura 2.2 apresenta este tipo de arranjo básico.

O conjunto barragem/vertedouro deste tipo de PCH é construído, normalmente, de concreto. Pode ser de terra ou de enrocamento, para o caso de se possuir estrutura vertente acoplada à barragem. Apesar do Manual de PCH's [1] indicar a possibilidade da utilização de barragens de madeira, estudos recentes¹ e a própria experiência têm mostrado serem as mesmas técnica e economicamente inviáveis.

¹Estudos desenvolvidos pela FECI para a implantação de PCH's nos estados do Mato Grosso, Bahia e Roraima [25].

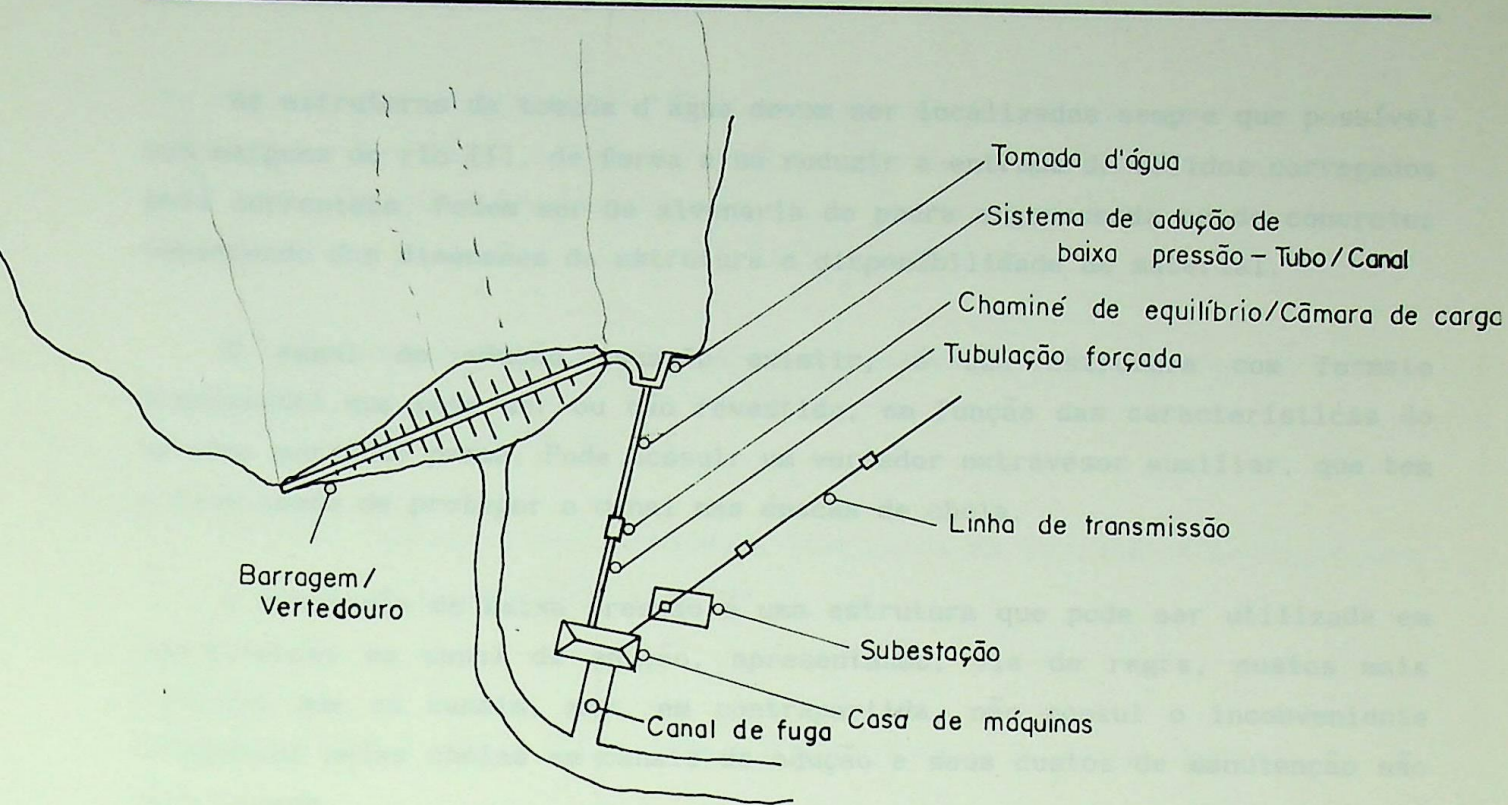


Figura 2.1 - Arranjo básico típico de Central de Média Queda Central Hidrelétrica de Desvio (CHD)

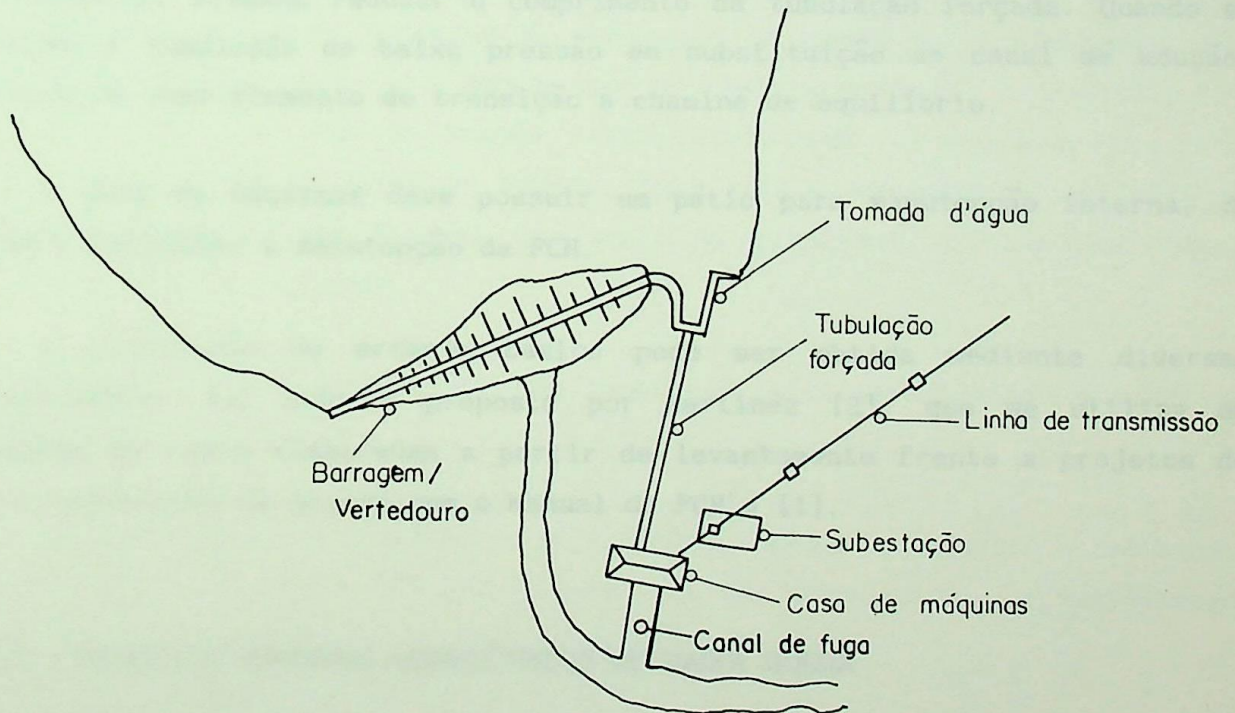


Figura 2.2 - Arranjo básico de Central de Média Queda sem sistema de adução de baixa pressão.

Central Hidrelétrica de Represamento (CHR)

As estruturas da tomada d'água devem ser localizadas sempre que possível nas margens do rio [1], de forma a se reduzir a entrada de sólidos carregados pela correnteza. Podem ser de alvenaria de pedra argamassada ou de concreto, dependendo das dimensões da estrutura e disponibilidade de material.

O canal de adução, quando existir, é uma estrutura com formato trapezoidal, que pode ser ou não revestido, em função das características do terreno por onde passa. Pode possuir um vertedor extravasor auxiliar, que tem a finalidade de proteger o canal nas épocas de cheia.

A tubulação de baixa pressão é uma estrutura que pode ser utilizada em substituição ao canal de adução, apresentando, via de regra, custos mais elevados que os canais, mas, em contrapartida, não possui o inconveniente ocasionado pelas cheias em canais de adução e seus custos de manutenção são mais baixos.

A câmara de carga é uma transição entre o canal de adução e a tubulação de alta pressão, se localizando, normalmente, o mais próximo possível da casa de máquinas, visando reduzir o comprimento da tubulação forçada. Quando se utiliza a tubulação de baixa pressão em substituição ao canal de adução, utiliza-se como elemento de transição a chaminé de equilíbrio.

A casa de máquinas deve possuir um pátio para manutenção interna, de forma a facilitar a manutenção da PCH.

A otimização do arranjo básico pode ser obtida mediante diversas metodologias, tal como a proposta por Martinez [2], que se utiliza de equações de custo elaboradas a partir de levantamento frente a projetos de PCH's executadas de acordo com o Manual de PCH's [1].

2.2.2 - PEQUENAS CENTRAIS HIDRELÉTRICAS DE BAIXA QUEDA

As PCH's de baixa queda, ou seja, com queda menor que 25 m, apresentam características bastante variadas, principalmente no que diz respeito à característica das turbinas nela utilizadas. A escolha do grupo gerador

normalmente obedece critérios técnicos e econômicos e, via de regra, é esta escolha que vai impor o tipo de arranjo básico. Assim, tem-se, basicamente, dois tipos de PCH's de baixa queda, considerando a turbina hidráulica, que são :

- PCH's com turbinas Francis de caixa aberta ou turbinas Michell-Banki;
- PCH's com turbinas axiais.

No caso das PCH's com turbinas axiais ainda se tem uma série de opções, tais como as turbinas bulbo, turbinas S, etc.

2.2.2.1 - PCH'S DE BAIXA QUEDA COM TURBINAS FRANCIS DE CAIXA ABERTA

Nas instalações de baixa queda, com alturas menores que 10 m, a casa de força será integrada nas obras de tomada d'água. A instalação da turbina com ausência de conduto forçado e caixa espiral simplifica a PCH e diminui seu custo, por outro lado, centrais de baixa queda possuem dimensões elevadas para um dado nível de motorização, causando um custo de investimento por potência instalada mais alto. Neste tipo de turbina o rotor, o distribuidor, parte do eixo e o tubo de sucção ficam localizados em uma sela que está diretamente ligada ao canal de adução. Esta sela é comumente construída em concreto armado, o que provoca uma série de problemas relacionados com a característica do concreto.

O arranjo básico de uma PCH com turbina Francis caixa aberta é mostrado na Fig.2.3.

É importante frisar que estas instalações, apesar de simples e robustas, via de regra, apresentam problemas relativos às obras civis, principalmente no tocante à estanqueidade da sela de pressão.

O estudo do arranjo básico usando este tipo de turbina é bastante complexo, uma vez que a avaliação do custo das obras civis dependem de condicionamentos geológicos e topográficos. Sugere-se a avaliação local e a

utilização de levantamentos estatísticos, em outros projetos deste tipo, para a determinação do custo aproximado da obra, o que permitirá uma avaliação econômica do empreendimento.

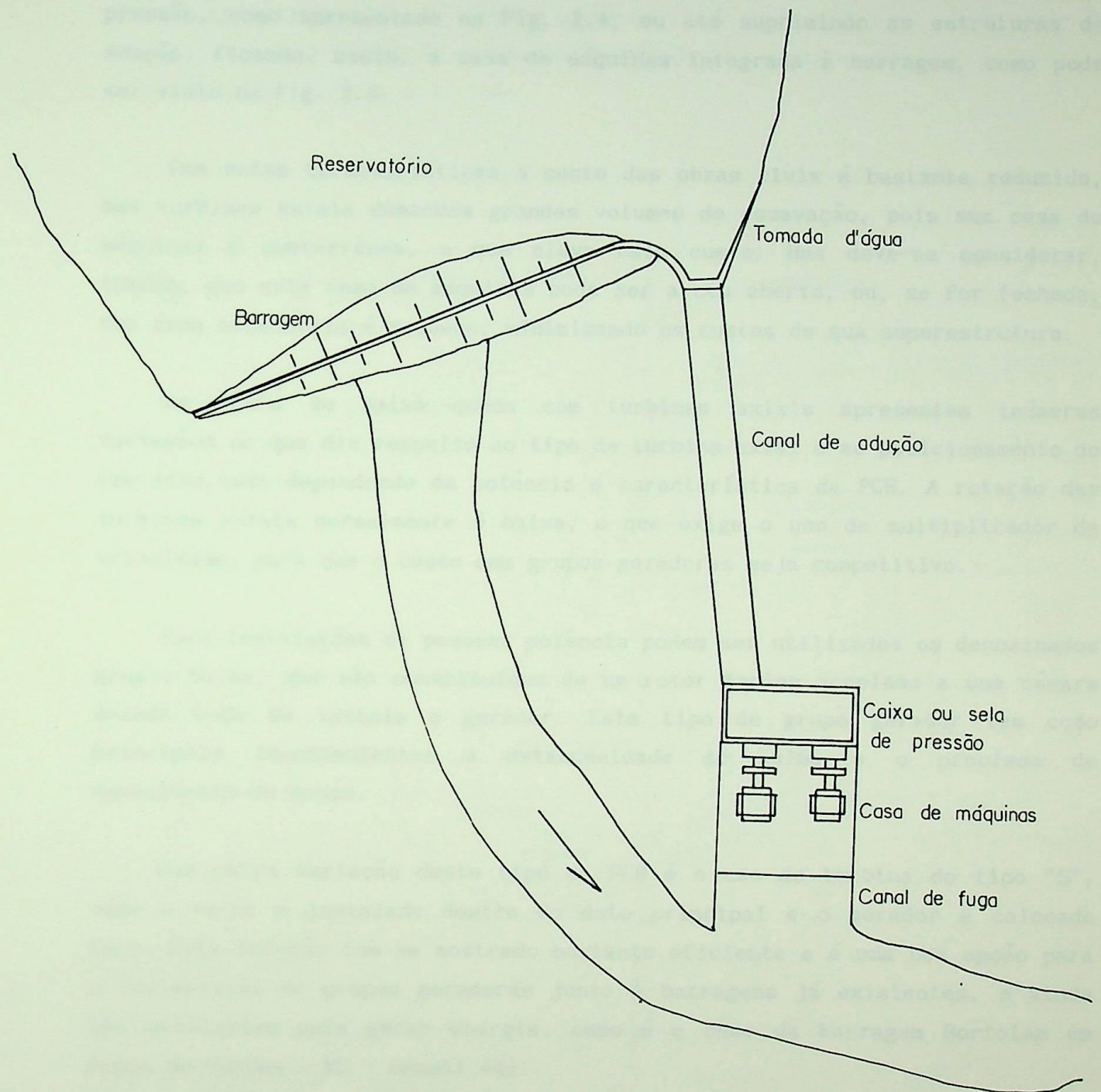


Figura 2.3 - Arranjo básico de PCH com turbina Francis caixa aberta

2.2.2.2 - PCH'S DE BAIXA QUEDA COM TURBINAS AXIAIS

As instalações de baixa queda com turbinas axiais possuem arranjos básicos bastante simples, haja visto que a casa de máquinas pode se localizar mais próxima da tomada d'água, suprimindo assim as estruturas de baixa pressão, como apresentado na Fig. 2.4, ou até suprimindo as estruturas de adução, ficando, assim, a casa de máquinas integrada à barragem, como pode ser visto na Fig. 2.5.

Com estas características o custo das obras civis é bastante reduzido, mas turbinas axiais demandam grandes volumes de escavação, pois sua casa de máquinas é subterrânea, o que eleva este custo. Mas deve-se considerar, também, que esta casa de máquinas pode ser a céu aberto, ou, se for fechada, sua área necessária é pequena, minimizando os custos de sua superestrutura.

As PCH's de baixa queda com turbinas axiais apresentam inúmeras variações no que diz respeito ao tipo de turbina axial e ao posicionamento do seu eixo, tudo dependendo da potência e característica da PCH. A rotação das turbinas axiais normalmente é baixa, o que exige o uso de multiplicador de velocidade, para que o custo dos grupos geradores seja competitivo.

Para instalações de pequena potência podem ser utilizados os denominados grupos bulbo, que são constituídos de um rotor Kaplan acoplado a uma câmara selada onde se instala o gerador. Este tipo de grupo gerador tem como principais inconvenientes a estanqueidade do bulbo e o problema de aquecimento do mesmo.

Uma outra variação deste tipo de PCH é o uso de turbina do tipo "S", onde o rotor é instalado dentro do duto principal e o gerador é colocado fora. Esta solução tem se mostrado bastante eficiente e é uma boa opção para a implantação de grupos geradores junto à barragens já existentes, e ainda não utilizadas para gerar energia, como é o caso da barragem Bortolam em Poços de Caldas - MG - Brasil [4].

As PCH's utilizando turbina Straflo, ou seja, turbina axial com o gerador posicionado em sua periferia, possui como vantagens :

- possibilidade de operar em quedas que variam de 3 a 40 metros;
- como o gerador é externo, não cria problemas de limitação de dimensões e de resfriamento.

As desvantagens deste tipo de turbina são :

- vedação periférica;
- variação muito grande de tensões nas pás;
- mancais para sustentação de cargas longitudinais e transversais;
- não variação do ângulo das pás.

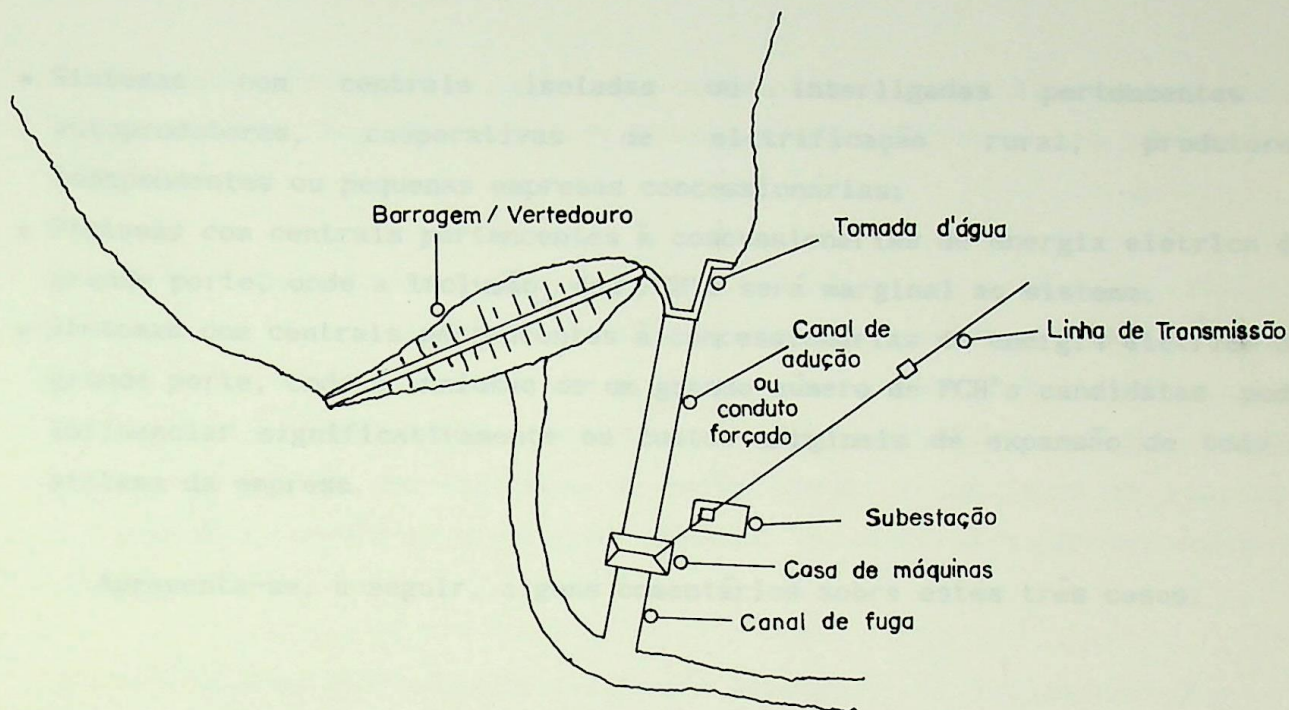


Figura 2.4 - Arranjo básico de PCH com turbina axial

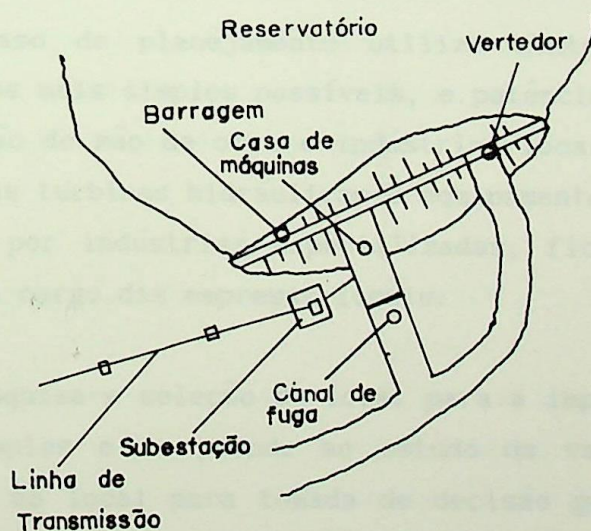


Figura 2.5 - Arranjo básico de PCH de baixa queda com turbina axial

2.3 - CRITÉRIOS PARA IMPLANTAÇÃO DE PCH'S

A concepção de uma PCH reveste-se de uma certa simplicidade, uma vez que as dimensões e volume envolvidos no empreendimento são relativamente pequenas se comparadas com obras hidrelétricas de médio e grande porte.

Bajay e Martinez [3] classificam em três casos distintos o planejamento de PCH's :

- Sistemas com centrais isoladas ou interligadas pertencentes a autoprodutores, cooperativas de eletrificação rural, produtores independentes ou pequenas empresas concessionárias;
- Sistemas com centrais pertencentes à concessionárias de energia elétrica de grande porte, onde a inclusão das PCH's será marginal ao sistema;
- Sistemas com centrais pertencentes à concessionárias de energia elétrica de grande porte, onde a inclusão de um grande número de PCH's candidatas pode influenciar significativamente os custos marginais de expansão de todo o sistema da empresa.

Apresenta-se, a seguir, alguns comentários sobre estes três casos.

2.3.1 - O PRIMEIRO CASO DE PLANEJAMENTO : MICRO E MINI CENTRAIS HIDRELÉTRICAS

O primeiro caso de planejamento utiliza centrais hidrelétricas com concepção e projetos mais simples possíveis, e potência instalada de até 1000 kW, com a utilização de mão de obra e indústrias locais. É importante frisar que a construção das turbinas hidráulicas e equipamentos elétricos associados deve ser efetuada por indústrias especializadas, ficando apenas os demais acessórios da PCH a cargo das empresas locais.

A etapa de pesquisa e seleção do local para a implantação deste tipo de PCH é bastante simples e se prende ao estudo da vazão do rio, da queda existente e visita ao local para tomada de decisão geológica, geotécnica e ecológica.

Este tipo de PCH tem suas estruturas construídas de forma simples, visando obter um baixo custo de implantação.

Apesar dos problemas oriundos destas simplificações, tem-se usado para este tipo de central barragens de aterro lançado, manual ou mecanicamente, com auxílio de viaturas locais, tomando-se precauções quanto à bacia de dissipação, às estruturas vertentes e à execução propriamente dita da barragem de terra.

As demais estruturas, tais como tomada d'água, canal de adução e câmara de carga devem ser dispostos de forma que facilitem a sua execução e operação.

A casa de máquinas deve ser uma estrutura de construção simples, utilizando-se o mais possível de materiais e mão de obra locais. O grupo gerador pode ser constituído de turbinas dos tipos Francis, Pelton ou Michell-Banki, possuindo reguladores óleo-hidráulico convencionais, eletro-mecânicos ou uma regulagem de carga. Todos estes tipos de regulagem são possíveis; sugere-se a seleção mediante uma análise tecno-econômica de cada caso [1].

Este tipo de PCH tem sido largamente empregado em regiões isoladas, com bastante sucesso, pois se apresenta como uma solução barata e tecnologicamente factível, uma vez que sua simplicidade aponta para uma integração muito grande entre os operadores e a instalação, o que possibilita uma manutenção e operação de custos reduzidos, com uma qualidade minimamente aceitável para a região a ser abastecida.

2.3.2 - O SEGUNDO CASO DE PLANEJAMENTO DE PCH'S

Este segundo tipo de PCH engloba centrais com potências entre 1 e 10 MW, com alturas de queda baixa, média e alta, servindo em geral, a sistemas interligados. Uma boa orientação sobre o projeto deste tipo de central pode ser obtida no Manual de PCH's (ELETROBRÁS/DNAEE) [1].

A determinação do local de implantação deve seguir procedimentos mais elaborados que os anteriormente citados, sem no entanto chegar ao rigor do Manual de Inventário de Centrais Hidrelétricas da ELETROBRÁS/DNAEE, pois os procedimentos ali descritos tornariam demasiado onerosa esta etapa de implantação da PCH. Desta forma, pode-se utilizar procedimentos computacionais que selecionem o sítio e que dêem uma indicação do melhor arranjo básico para o local. A partir desta etapa, tem-se condições de se prever a potência instalada da PCH, bem como seu fator de capacidade.

O dimensionamento das estruturas e a especificação dos equipamentos deve seguir etapas que permitam uma melhor avaliação das alternativas de dimensionamento, pois apesar de se tratar de uma PCH, os investimentos, na maior parte das vezes, alcançam a cifra de milhões de dólares americanos, e um engano nestas especificações pode redundar em prejuízos de grande monta.

A barragem para este tipo de central é normalmente de concreto, vertente em toda a sua extensão, devendo-se tomar cuidado com as fundações da mesma.

Deve-se projetar, sempre que possível, as estruturas de acordo com o Manual de PCH's da ELETROBRÁS/DNAEE [1], tomando-se, entretanto, precauções relativas às dimensões das estruturas, que por vezes podem atingir grandes valores.

O tipo de equipamento eletro-mecânico utilizado é de tecnologia conhecida e consagrada por fabricantes nacionais, tais como os grupos Francis, Pelton e, mais recentemente, os grupos axiais, e são de fácil operação e manutenção. O sistema de transmissão deve ser projetado de forma a propiciar uma alta capacidade de fornecimento de energia elétrica.

2.3.3 - O TERCEIRO CASO DE PLANEJAMENTO DE PCH'S

Este terceiro nível de tecnologia se destina, normalmente, a centrais com potência instalada superior a 10 MW e inferior a 30 MW, e que, portanto, não se enquadram na atual classificação de PCH's da ELETROBRÁS/DNAEE. São pertencentes a concessionárias de energia elétrica, e com qualquer altura de

queda. Neste caso, a redução do custo da PCH se dá através da sofisticação tecnológica, de forma a reduzir o custo de manutenção e operação da mesma.

Paralelamente à sofisticação do sistema de operação e manutenção da central, é necessário se tomar uma série de cuidados relativos à implantação da mesma. Assim, tem-se que fazer estudos hidrológicos e geotécnicos profundos, uma vez que a central provavelmente será inserida em uma região desenvolvida, fato este que torna a possibilidade de um acidente um acontecimento de grande repercussão, não só econômica e social, mas também política.

O controle da PCH pode ser feito mediante a utilização de controle automático à distância, sendo que suas estruturas civis podem ser monitoradas por meio de sensores remotos, desde que as dimensões e características assim o exijam. O rigor com a construção e acabamento dos equipamentos eletro-mecânicos se justifica pela melhoria do rendimento e pela facilidade de automatização dos mesmos.

As turbinas hidráulicas utilizadas são normalmente do tipo Francis ou Kaplan, podendo ser, no caso de alta queda, turbinas Pelton, ou, em baixas quedas, Tubulares, Bulbo ou Straflo. O sistema de regulação de velocidade é normalmente um circuito hidráulico compacto, que possibilita a auto-supervisão do regulador.

O sistema de transmissão de energia elétrica é projetado de forma a propiciar uma alta disponibilidade média anual e, portanto, opta-se pela redundância na transformação do sistema.

Este tipo de PCH necessita sempre, e obrigatoriamente, de um projeto executivo, e é extremamente importante que todas as etapas de estudos sejam cumpridas na íntegra, sob pena de se prejudicar a divisão de queda do rio em questão. Esta preocupação se deve ao fato de que este tipo de PCH se insere em regiões desenvolvidas e, portanto, próximas aos centros de consumo. Desta forma o total aproveitamento dos recursos hídricos se torna vital. E este aproveitamento só é possível mediante o estudo do rio e a sua consequente utilização em cascata.

CAPÍTULO 3

DIMENSIONAMENTO DA PCH

3.1 - INTRODUÇÃO

Neste capítulo são descritos os diversos componentes de uma PCH, ou seja, barragem, vertedouro, tomada d'água, canal de adução, câmara de carga, tubulação de baixa pressão, chaminé de equilíbrio, tubulação forçada, casa de máquinas e seus componentes, e são indicadas fórmulas para o seu dimensionamento, determinando-se, quando possível, os volumes de concreto envolvidos, visando, com estes dados, calcular os custos de implantação da PCH, principalmente aqueles que se referem às obras civis, que significam, muitas vezes, boa parte do investimento total.

Os volumes aqui calculados dão a ordem de grandeza do investimento em obras civis, o valor real destes volumes só será obtido no projeto básico da central, haja visto que, em função das características do local de implantação, muitas dimensões serão modificadas e muito detalhes deverão ser levados em conta. Cabe ressaltar, ainda, que são desenvolvidas expressões para o cálculo dos volumes de concreto, não sendo incluídos os volumes de armadura e formas. Mas, para estimativa destes valores, pode-se utilizar taxas práticas que relacionam as quantidades de forma e armadura com o volume de concreto.

3.1.1 - DESVIO DO RIO

Antes de se iniciar a descrição dos componentes da PCH é necessário descrever os serviços de desvio do rio, que são importantes para se garantir a construção a seco das principais estruturas que compõem o aproveitamento.

O esquema de desvio a adotar deve estar sempre associado ao arranjo selecionado. O melhor esquema é aquele que minimiza os riscos de inundação dos canteiros de obras, a um custo razoável e com o mínimo de interferência sobre o arranjo geral selecionado.

Para a determinação da vazão de desvio devem ser levados em conta :

- duração prevista para o trabalho de construção ;
- custo estimado dos danos causados no caso de inundação da área de trabalho;
- prejuízos causados pelo atraso da construção devido à inundação ;
- indenização ao empreiteiro por horas ociosas do equipamento durante o reparo dos danos causados pela inundação ;
- segurança da população ribeirinha nos casos em que o colapso das estruturas de desvio possa gerar uma cheia artificial.

Sendo assim, constata-se que a fixação da vazão de desvio é função dos custos das obras de desvio e dos riscos envolvidos.

A Tabela 3.1 fornece os riscos assumidos em função do tempo de construção e do tempo de recorrência adotado para a cheia de desvio [12].

TABELA 3.1 - Riscos Envolvidos nas Obras de Desvio

Recorrência da vazão de desvio (anos)	Duração da construção (anos)				
	1	2	3	4	5
1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
2	0,50	0,75	0,88	0,94	0,97
5	0,20	0,36	0,49	0,59	0,67
10	0,10	0,19	0,27	0,34	0,41
20	0,05	0,10	0,14	0,19	0,23
50	0,02	0,04	0,06	0,08	0,10

Fonte : Referência [12]

Através desta tabela observa-se que quanto mais rápida a construção, menores são os riscos; nota-se, ainda, que quanto maior for o tempo de recorrência, menores são os riscos, mas é aconselhável evitar-se recorrência de 20 e 50 anos, só usando-as em casos de danos sérios a jusante, na hipótese de ocorrer um acidente.

O método para determinação da cheia de projeto de desvio é escolhido em função:

- das peculiaridades do aproveitamento;
- das características fluvio-morfológicas da bacia;
- da disponibilidade de dados hidrometeorológicos da região.

Normalmente, em regiões onde se implantarão PCH's não se dispõe de dados básicos. Nestes casos, métodos empíricos são adotados. Os mais usuais são aqueles que fixam a vazão de cheia aplicando coeficientes à área da bacia hidrográfica.

Segundo os Manuais de PCH's [1], são quatro os casos de projetos típicos de desvio. Apresenta-se o Caso 1 a seguir e os demais no Apêndice 1.

CASO 1 - FUNDAÇÃO EM SOLO, DESCARGA DE DESVIO INFERIOR A $1,0 \text{ m}^3/\text{s}$

▪ ETAPA 1 (Fig. 3.1)

Desvio do rio pela tubulação na época de estiagem, através de :

- implantação da tubulação a seco;
- construção das ensecadeiras;
- execução da tomada d'água e do canal extravasor.

▪ ETAPA 2 (Fig. 3.2)

Execução da barragem e fechamento da tubulação de desvio

Nos casos 1 e 2, onde são usadas tubulações de desvio, recomenda-se o uso da Tabela 3.2 para seu dimensionamento, usando como declividade mínima para assentamento do tubo $i \geq 2\%$.

Para execução das ensecadeiras os Manuais de PCH's [1] recomendam as seguintes seções :

SEÇÃO A - Seção de enrocamento onde houver disponibilidade de pedra ou onde for inviável o fechamento em solo. Conforme Fig. 3.3, onde a região de transição é feita com mistura de britas 1, 2 e 3, a região de vedação é feita com material argiloso e a região de proteção é feita com enrocamento lançado, sendo esta última dispensável dependendo do tempo de operação da ensecadeira.

SEÇÃO B - Seção em solo argiloso para fechamento de pequenos cursos d'água (vazões $< 1,0 \text{ m}^3/\text{s}$). Conforme Fig. 3.4.

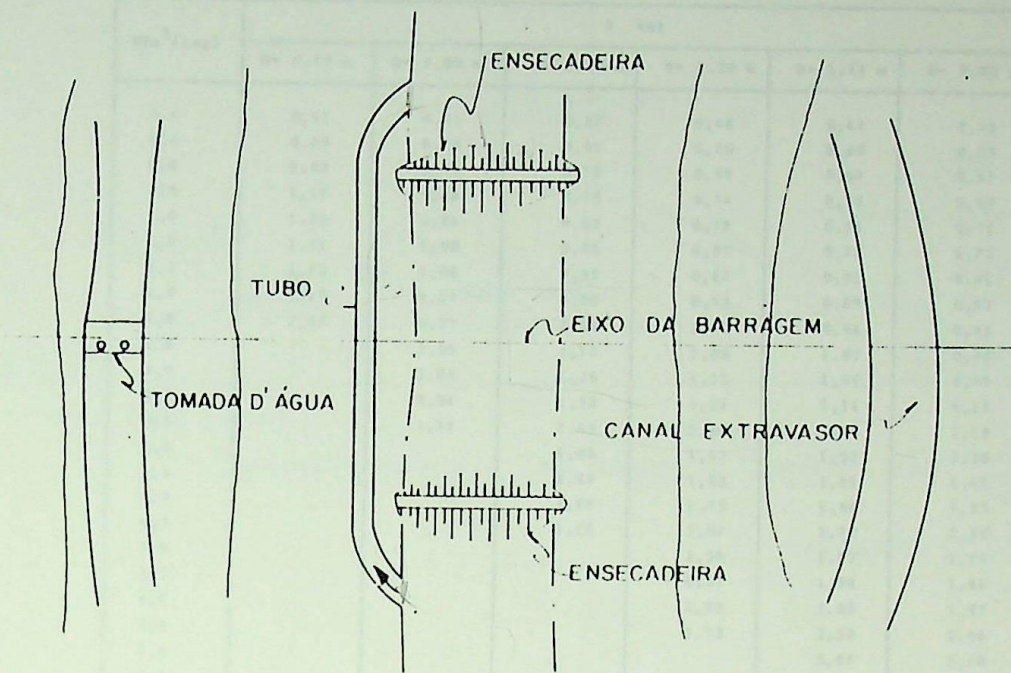


Figura 3.1 - Desvio do Rio - ETAPA 1 - CASO 1

Fonte : Referência [1]

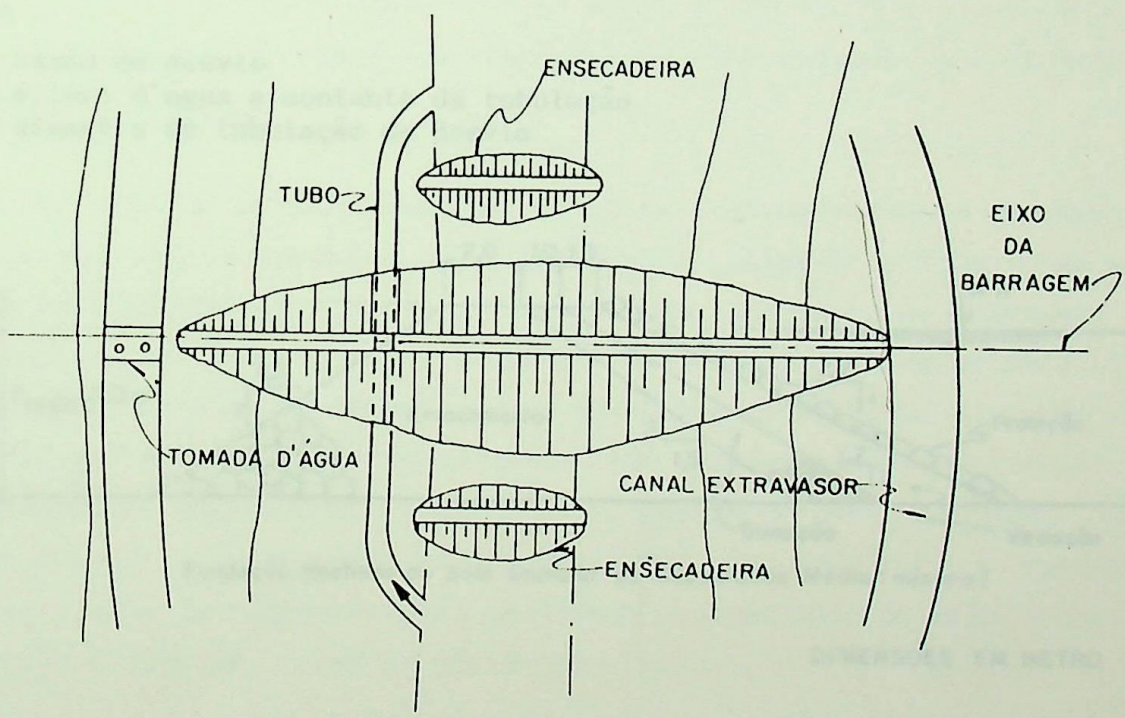


Figura 3.2 - Desvio do Rio - ETAPA 2 - CASO 1

Fonte : Referência [1]

TABELA 3.2 - Capacidade de tubos circulares de concreto

Q (m ³ /seg)	h (m)					
	D= 0,75 m	D= 1,00 m	D= 1,25 m	D= 1,50 m	D= 1,75 m	D= 2,00 m
0,4	0,61	0,55	0,51	0,48	0,47	0,45
0,6	0,79	0,70	0,62	0,60	0,60	0,55
0,8	1,00	0,82	0,73	0,69	0,67	0,67
0,9	1,17	0,88	0,76	0,74	0,72	0,69
1,0	1,33	0,94	0,82	0,78	0,76	0,73
1,1	1,51	1,00	0,86	0,82	0,79	0,72
1,2	1,72	1,06	0,91	0,87	0,82	0,81
1,4	2,19	1,17	1,00	0,93	0,89	0,89
1,6	2,69	1,37	1,09	1,00	0,96	0,93
1,8		1,59	1,16	1,08	1,03	0,99
2,0		1,80	1,26	1,15	1,09	1,05
2,2		2,04	1,33	1,21	1,14	1,11
2,5		2,47	1,43	1,30	1,23	1,19
3,0			1,86	1,47	1,37	1,30
3,5			2,24	1,63	1,51	1,41
4,0			2,66	1,75	1,66	1,53
4,5			3,26	2,07	1,75	1,65
5,0				2,38	1,87	1,75
5,5				2,67	1,98	1,86
6,0				2,99	2,08	1,97
6,5				3,32	2,38	2,06
7,0					2,67	2,16
7,5					2,87	2,26
8,0					3,12	2,34
8,5					3,36	2,38
9,0					3,60	2,06
9,5						2,56
10						3,07
11						3,46
12						3,83

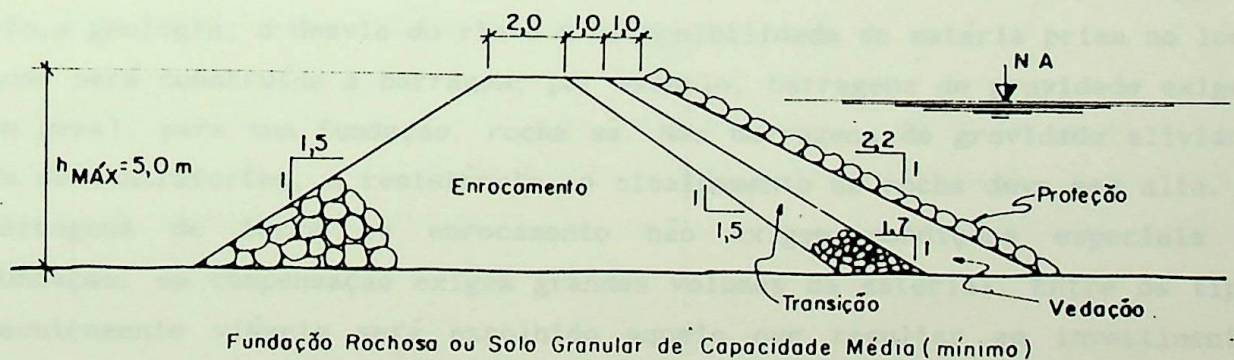
Fonte : Referência [1]

onde :

Q = vazão de desvio

h = altura d'água a montante da tubulação

D = diâmetro da tubulação de desvio



DIMENSÕES EM METRO

Figura 3.3 - Tipo de ensecadeira - SEÇÃO A

Fonte : Referência [1]

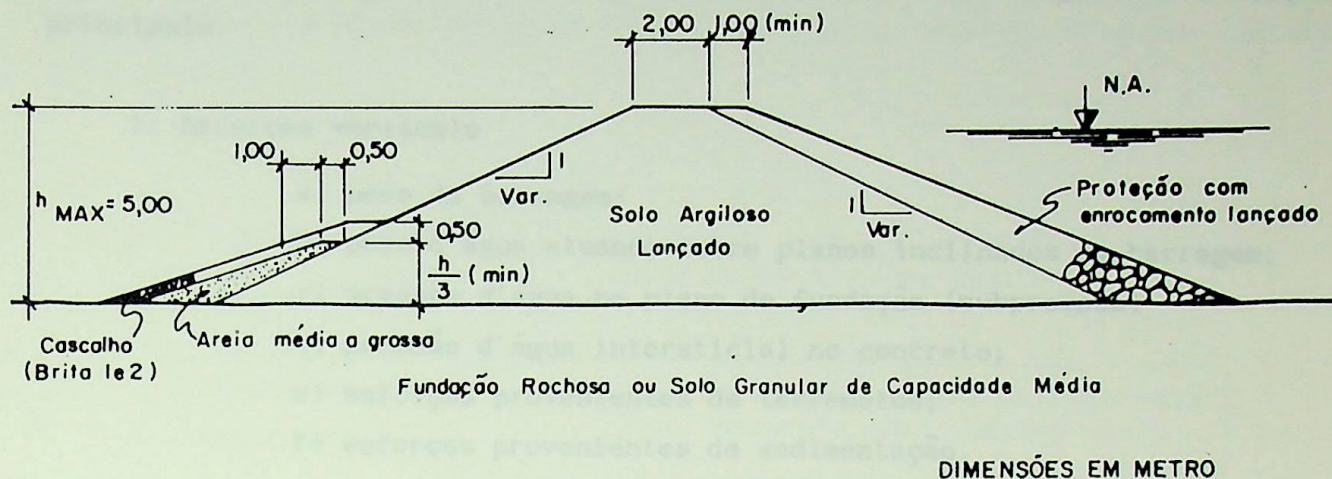


Figura 3.4 - Tipo de ensecadeira - SEÇÃO B

Fonte : Referência [1]

3.2 - BARRAGENS E VERTEDOUROS

A escolha do tipo de barragem é determinada por considerações técnico-econômicas.

No aspecto técnico, leva-se em conta o posicionamento da barragem no rio, a geologia, o desvio do rio e a disponibilidade de matéria prima no local onde será construída a barragem; por exemplo, barragens de gravidade exigem, em geral, para sua fundação, rocha sã. Nas barragens de gravidade aliviada, ou de contrafortes, a resistência ao cisalhamento da rocha deve ser alta. As barragens de terra ou enrocamento não exigem condições especiais de fundação; em compensação exigem grandes volumes de material. Entre os tipos tecnicamente viáveis será escolhido aquele que resultar em investimentos menores. Deve ser considerada a qualidade e quantidade do material existente na região, bem como o uso de mão de obra local.

3.2.1 - DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

As barragens são dimensionadas para resistirem aos seguintes esforços principais:

1. Esforços verticais

- a) peso da barragem;
- b) peso d'água atuando sobre planos inclinados da barragem;
- c) pressão d'água no plano de fundação (subpressão)
- d) pressão d'água intersticial no concreto;
- e) esforços provenientes de terremotos;
- f) esforços provenientes de sedimentação.

2. Esforços horizontais

- a) pressão d'água no reservatório;
- b) pressão d'água de jusante;
- c) esforços provenientes das ondas no reservatório;
- d) empuxo do lodo decantado;
- e) esforços provenientes do atrito;
- f) esforços provenientes de terremotos;
- g) desaceleração.

Para os vários tipos de barragens as dimensões básicas são as seguintes, e suas seções transversais estão esquematizadas nas Figs. 3.5, 3.6 e 3.7, conforme estabelece o Manual de PCH's [1].

Cabe lembrar que as limitações impostas neste ítem devem-se ao fato de que estruturas maiores envolvem riscos e custos também maiores, necessitando, assim, de estudos mais profundos que, obviamente, não são efetuados seguindo manuais ou especificações pré-concebidas.

3.2.1.1 - BARRAGEM DE TERRA

A largura da crista, a , não deve ser inferior a 3 m, caso seja prevista a sua utilização como estrada.

A cota da crista deve situar-se acima do nível d'água máximo previsto no reservatório, numa folga de altura chamada borda livre, pois a passagem da água por cima da barragem de terra conduz a estrutura ao colapso e tem que ser evitada. Segundo o Manual de PCH's [1], esta borda livre deve ser adotada conforme Tab. 3.3.

Tabela 3.3 - Altura da Borda Livre (m)

Profundidade da água junto à barragem (m)	Extensão do espelho d'água do reservatório na cota do N.A. Máximo (km)						
	0,20	0,50	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00
até 6,0	0,75	0,80	0,85	0,95	1,05	1,15	1,25
de 6,1 até 9,0	0,85	0,90	0,95	1,05	1,15	1,25	1,35

O coeficiente de inclinação dos taludes, m , depende do tipo de material empregado no corpo da barragem e de sua altura (Fig. 3.5). Segundo o Manual de PCH's [1], a inclinação dos taludes pode ser adotada de acordo com a tabela 3.4.

A largura da base da seção transversal da barragem, b , em metros é calculada por (3.1).

$$b = a + (m_1 + m_2) \cdot h_b \quad (3.1)$$

onde:

h_b - é a altura da barragem em metros.

Tabela 3.4 - Inclinação dos Taludes

Material do corpo da Barragem	Talude	Altura da Barragem	
		até 5 metros	de 5,1 a 10,0 m
Solos Argilosos	Montante(m1)	2,00	2,75
	Jusante(m2)	1,75	2,25
Solos Arenosos	Montante(m1)	2,25	3,00
	Jusante(m2)	2,00	2,25
Areias e Cascalhos	Montante(m1)	2,75	3,00
	Jusante(m2)	2,25	2,50
Pedras de mão	Montante(m1)	1,35	1,50
	Jusante(m2)	1,30	1,40

3.2.1.2 - BARRAGEM DE ENROCAMENTO

A cota da crista da barragem deve ser igual à cota do nível d'água normal do reservatório.

A inclinação dos taludes deve ser:

- barragem com altura menor que 3 m, construída em água corrente : talude de montante de 1:3 (vertical:horizontal);
- barragem construída a seco : talude de montante de 1:2 ;
- barragem com qualquer altura : talude de jusante de 1:8.

A largura da base e dimensões dos prismas pioneiros, apresentados na Fig.3.6, são dadas na Tabela 3.5, para barragens de altura superior a 3 m, e na Tabela 3.6 para barragens de altura inferior a 3 m.

Tabela 3.5 - Dimensões dos prismas e da base para $h \geq 3,0$ m

Altura da Barragem (m)	Dimensões (m)				
	l_1	l_2	h_1	h_2	L_t
3,00	9	6	2	1,5	33
4,00	12	7	3	2,0	43
5,00	15	8	4	2,5	53
6,00	18	10	5	3,5	63
7,00	21	11	6	4,0	73
8,00	24	13	7	5,0	83

Tabela 3.6 - Dimensões dos prismas e da base para $h < 3,0$ m

Altura da Barragem (m)	Dimensões (m)		
	h_1	l_1	L_t
1,00	0,4	4,2	13
1,50	0,9	5,7	18
2,00	1,4	7,2	23
2,50	1,9	8,7	28
3,00	2,2	9,5	31

3.2.1.3 - BARRAGEM DE CONCRETO

A cota da crista da barragem nas ombreiras deve estar 1 m acima da cota do nível normal d'água no reservatório.

As dimensões da barragem, apresentadas na Fig. 3.7, do trecho vertedouro e da bacia de dissipação são dadas na tabela 3.7.

Tabela 3.7 - Dimensões da barragem de concreto

Dimensões (m)				
H	H _v	b ₁	b ₂	B
6,50	5,50	0,65	3,90	4,55
7,00	6,00	0,70	4,20	4,90
7,50	6,50	0,75	4,50	5,25
8,00	7,00	0,80	4,80	5,60
8,50	7,50	0,85	5,10	5,95
9,00	8,00	0,90	5,40	6,30
9,50	8,50	0,95	5,70	6,65
10,00	9,00	1,00	6,00	7,00

3.2.1.4 - BARRAGEM DE CONCRETO COMPACTADO A ROLO [29]

A primeira utilização do concreto compactado a rolo foi feita na construção do núcleo de uma ensecadeira, que era incorporada à Barragem de Finalidades Múltiplas de Shihmen, em Formosa, em 1958 [30].

A primeira barragem de concreto rolado executada foi a Barragem de Alpe Gera, com 172 m de altura, nos Alpes Italianos, em 1964. O concreto foi lançado em camadas horizontais, cobrindo toda extensão da estrutura. Estas camadas possuíam altura de 0,70 m, lançadas por meio de descarga direta de caminhões que trafegavam sobre o concreto lançado previamente.

No Brasil, esta tecnologia ainda está em fase de estudos, tendo sido executada somente uma barragem de concreto rolado, a Barragem de Saco de Nova Olinda, com 56 m de altura e 230 m de comprimento, localizada no interior do Estado da Paraíba, onde foram lançados 130.000 m³ de concreto compactado com rolo em 110 dias, entre julho e outubro de 1986.

No mundo todo, até junho/1991, haviam 78 barragens de concreto rolado já executadas e 17 barragens em execução.

O dimensionamento de uma barragem de concreto rolado é função do teor de material cimentício empregado na sua construção. Nas barragens de concreto de alto teor de material cimentício, da ordem de 150 a 250 kg de material cimentício por metro cúbico de concreto, seu dimensionamento é feito como o de uma barragem de concreto, conforme Tab. 3.7. E, nas barragens de concreto pobre, com teor de material cimentício da ordem de 60 a 120 kg por metro cúbico de concreto, seu dimensionamento se faz como o de uma barragem de terra, conforme Tab. 3.4.

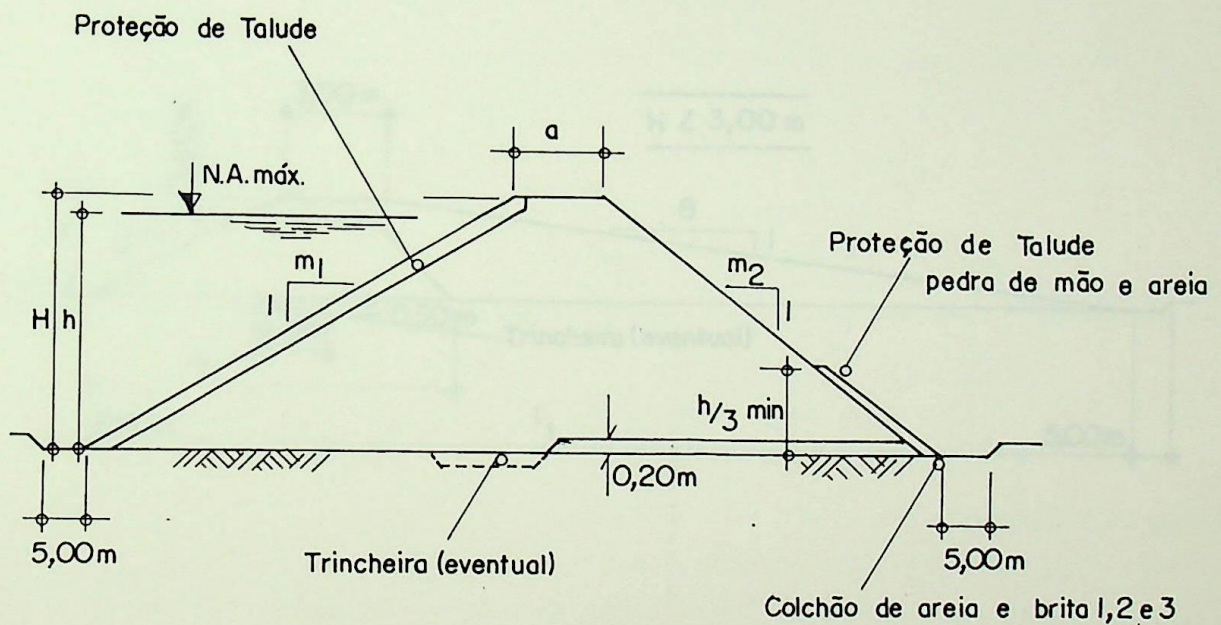


Figura 3.5 - Dimensões da barragem de terra

Fonte : Referência [1]

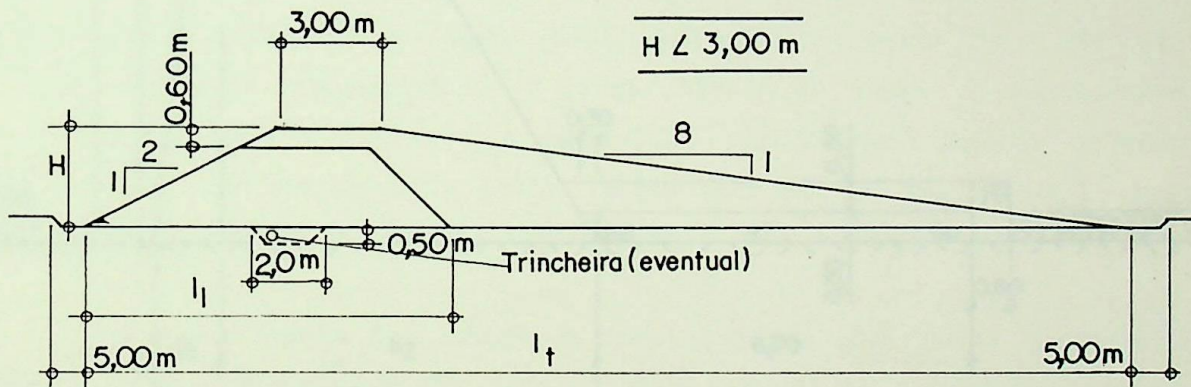
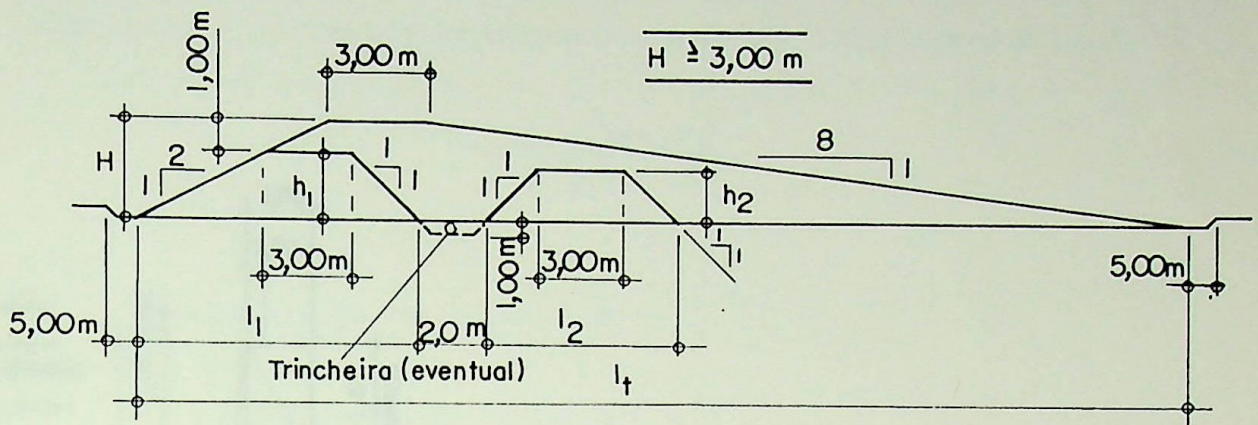


Figura 3.6 - Dimensões da barragem de enrocamento

Fonte : Referência [1]

3.2.1.5 - VERTEDOIRO

Considerando neste caso o extravasamento por sobre o corpo da barragem de concreto ou, também, da barragem de enrocamento com talude de jusante suave (1:8), a largura do vertedouro pode ser calculada por (3.2) .

$$b = \frac{Q_{\max}}{1,7 \cdot h^{3/2}} \quad (3.2)$$

onde:

- b - é a largura do vertedouro [m];
- Q_{\max} - é a descarga [m³/s];
- h - é a altura da lâmina vertente [m];
- 1,7 - coeficiente para vertedor de parede espessa.

3.2.1.6 - JUNTAS DE DILATAÇÃO

As barragens de gravidade são divididas em blocos individuais através de juntas perpendiculares ao eixo. Cada bloco é projetado para ser estável. Portanto, não há transferência de carga através da junta. A única razão para o tratamento destas juntas é a de evitar vazamentos. Segundo o Manual de PCH's [1], a distância entre estas juntas deve ser no máximo de 15 m, a fim de evitar rachaduras no corpo da barragem.

Para o tratamento das juntas de dilatação são utilizados dispositivos de vedação, que podem ser de PVC, de borracha natural ou sintética ou de chapas de metal. Os dispositivos de metal podem ser de aço, aço inoxidável, cobre ou chumbo, em chapas com forma de N ou Z, sendo os de cobre os mais caros e, apesar de terem alta resistência à corrosão, são facilmente danificados na construção; os de chumbo são raramente usados atualmente; os de aço são os mais rígidos e os de aço carbono são sujeitos à corrosão. A união dos dispositivos de metal pode ser executada por solda. Os dispositivos de cobre podem ser unidos por caldeamento ou solda. Os dispositivos de vedação flexíveis são feitos de PVC, borracha sintética ou natural ou outros plásticos. Eles são extrudados com um bulbo oco no centro para que o movimento possa ser acomodado com o mínimo de tensão na vedação. Formas complexas estão disponíveis para assegurar melhor aderência ao concreto.

Apesar da disponibilidade de dispositivos de borracha natural ou sintética o mais comum é o uso de dispositivos fabricados com PVC.

Para a união dos dispositivos de borracha podem ser usados cimentos especiais e, para os dispositivos de PVC a união é feita através do aquecimento das extremidades e posterior pressão das mesmas. A Fig. 3.8 ilustra os tipos de dispositivos flexíveis.

A instalação dos dispositivos de vedação, tanto os flexíveis como os de metal, é feita através do uso de formas com fendas, conforme mostra a Fig. 3.9. Devem ser tomados cuidados no lançamento do concreto a fim de não curvar ou deslocar o dispositivo. A compactação e vibração do concreto nas regiões adjacentes ao dispositivo de vedação deve ser completa, a fim de evitar "ninhos de abelha" ou vazios sob o dispositivo [26].

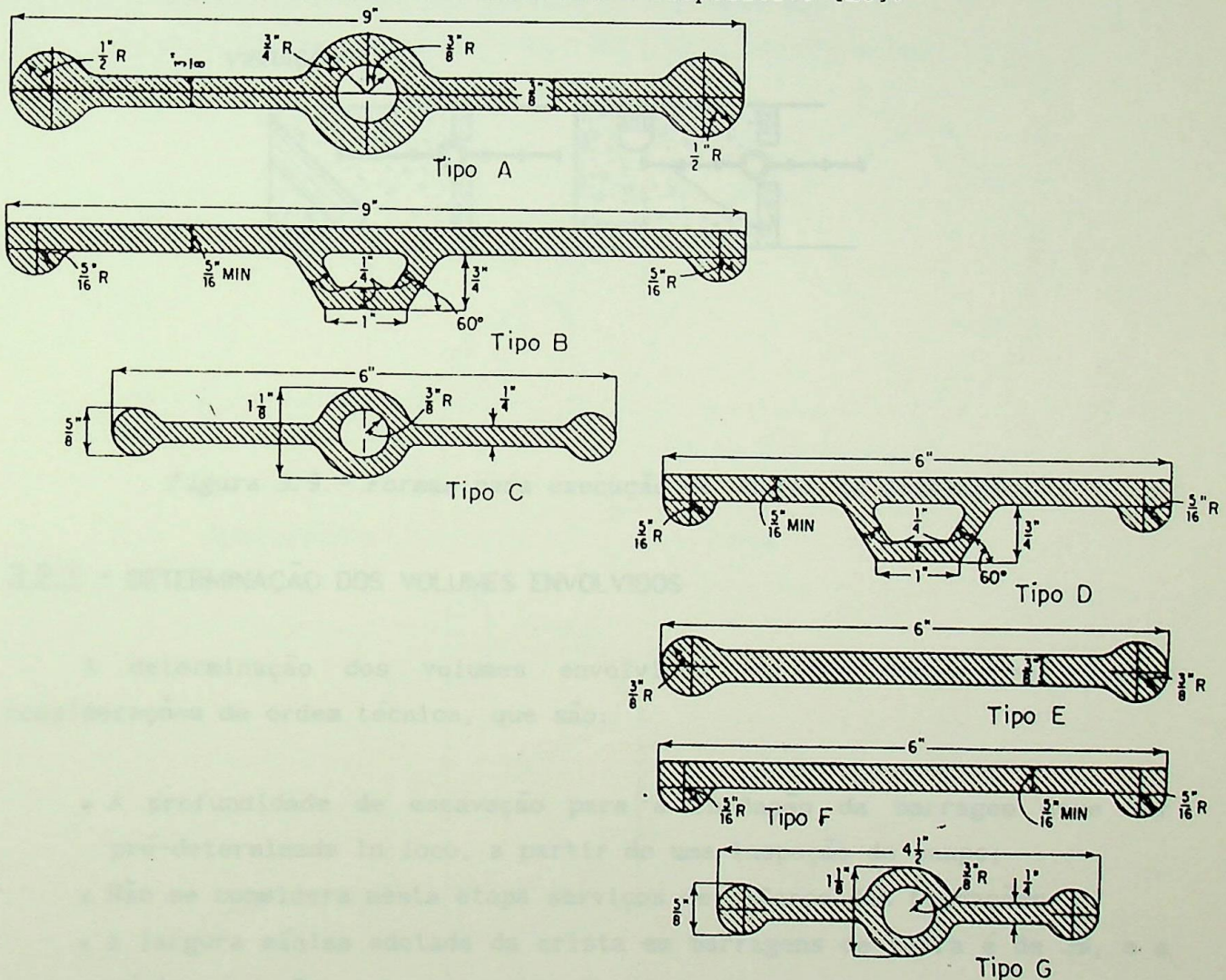


Figura 3.8 - Formas Típicas de Vedações Flexíveis

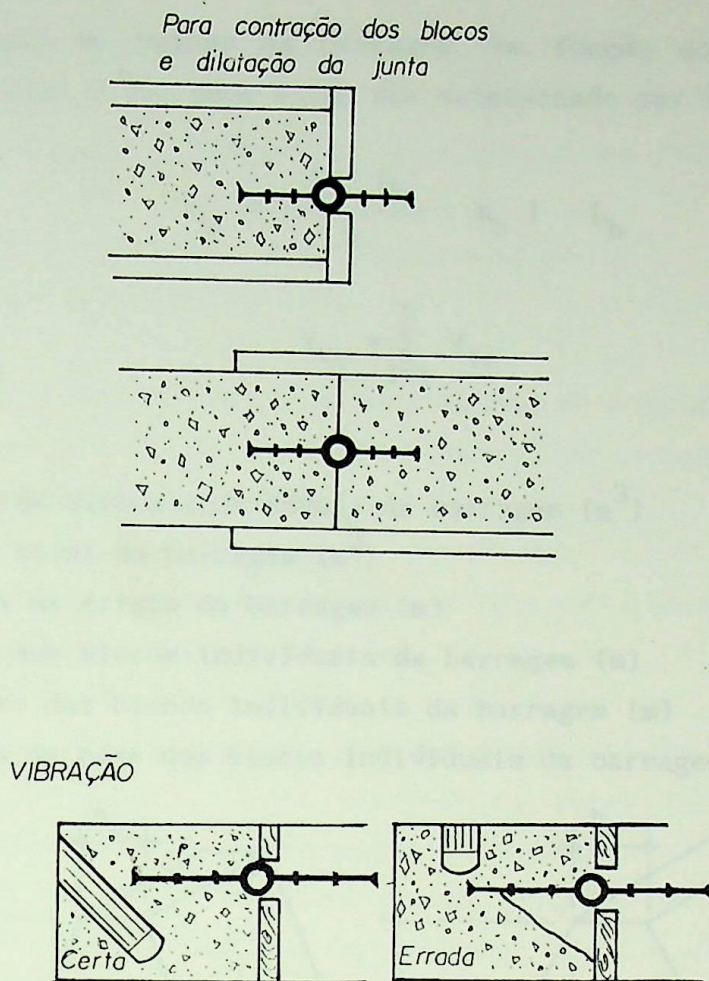


Figura 3.9 - Formas para execução de juntas de dilatação

3.2.2 - DETERMINAÇÃO DOS VOLUMES ENVOLVIDOS

A determinação dos volumes envolvidos vai se basear em algumas considerações de ordem técnica, que são:

- A profundidade de escavação para a fundação da barragem deve ser pré-determinada in loco, a partir de uma inspeção de campo;
- Não se considera nesta etapa serviços de reforço das fundações;
- a largura mínima adotada da crista em barragens de terra é de 3m, e a máxima é de 5m;
- A escavação máxima adotada na fundação é de 3 m , e a mínima é de 1 m.

O cálculo do volume da barragem, em função do tipo da mesma, como mostrado na Fig. 3.10, pode então ser determinado por (3.3) e (3.4).

$$V_{ic} = \left[\frac{b + h_c}{2} \cdot h_b \right] \cdot L_b \quad (3.3)$$

$$V_{tc} = \sum_{i=1}^n V_{ic} \quad (3.4)$$

onde :

V_{ic} = volume de blocos individuais da barragem (m^3)

V_{tc} = volume total da barragem (m^3)

h_c = largura da crista da barragem (m)

h_b = altura dos blocos individuais da barragem (m)

L_b = extensão dos blocos individuais da barragem (m)

b = largura da base dos blocos individuais da barragem (m)

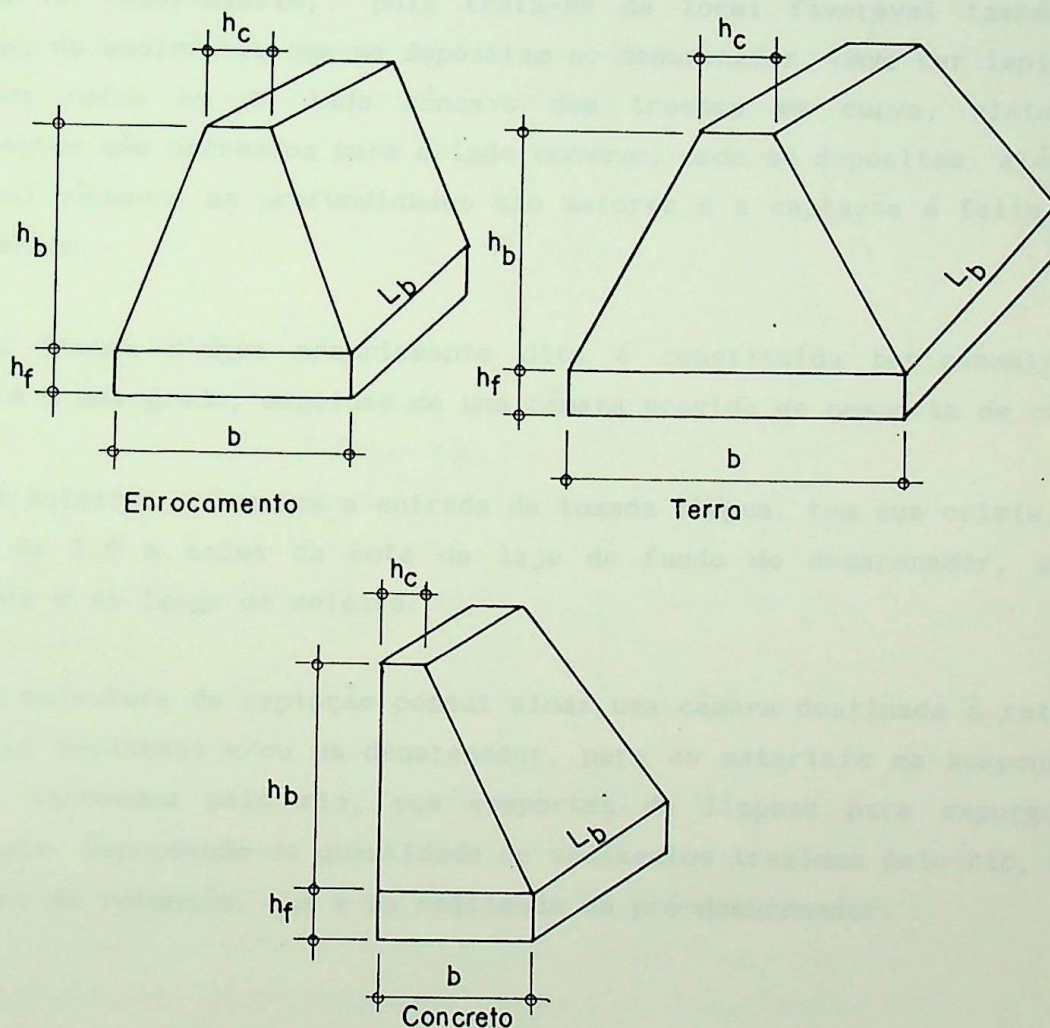


Figura 3.10 - Perfis das barragens consideradas

3.3 - TOMADA D'ÁGUA

A tomada d'água é constituída, geralmente, de :

- dispositivos de proteção (desarenador e grades);
- tomada d'água propriamente dita.

A tomada d'água tem a finalidade de captar e conduzir a água aos orgãos adutores e daí às turbinas, impedir a entrada de corpos flutuantes e fechar a entrada d'água quando necessário.

Em PCH's são utilizadas tomadas d'água de superfície, para o caso de rios, riachos e pequenos reservatórios.

Esta estrutura de captação deve ser feita, sempre que possível, junto à margem do reservatório, pois trata-se de local favorável também para o expurgo de sedimentos que se depositam no desarenador. Deve ser implantada em trechos retos ou do lado côncavo dos trechos em curva, visto que os sedimentos são carregados para o lado convexo, onde se depositam; além de que, no lado côncavo, as profundidades são maiores e a captação é feita livre de sedimentos.

A tomada d'água propriamente dita é constituída basicamente de uma soleira e uma grade, seguidas de uma câmara provida de comporta de controle.

A soleira, que marca a entrada da tomada d'água, tem sua crista nivelada cerca de 1,0 m acima da cota da laje de fundo do desarenador, situado a montante e ao longo da soleira.

A estrutura de captação possui ainda uma câmara destinada à retenção de material decantado e/ou um desarenador, para os materiais em suspensão e de fundo, carregados pelo rio, com comporta's de limpeza para expurgo destes materiais. Dependendo da quantidade de sedimentos trazidos pelo rio, adota-se a câmara de retenção, que é na realidade um pré-desarenador.

3.3.1 - DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

O desarenador deve ter sua laje de fundo inclinada de 8 a 10% na direção da comporta de limpeza.

A grade de proteção da tomada d'água em PCH's pode ser especificada, como padrão, com barras chatas ou redondas, com espessura ou diâmetro de 8 mm, espaçadas de aproximadamente 30 mm; é colocada com inclinação de 75° a 80°. A velocidade na seção da grade não deve ultrapassar 1,00 m/s.

As comportas da tomada d'água devem estar adequadas às velocidades de chegada da ordem de 0,75 m/s.

A aresta superior da boca de entrada da tomada d'água deve estar 1,0 m abaixo do nível d'água mínimo operativo do reservatório.

A largura B_t da tomada d'água e a altura H_t (Fig. 3.11), podem ser determinadas considerando que a velocidade na tomada d'água não ultrapasse 1,00 m/s e utilizando a vazão de projeto na expressão (3.5).

$$B_t \cdot H_t = \frac{Q}{V} \quad (3.5)$$

onde :

Q = vazão de projeto (m^3/s);

V = velocidade na tomada d'água = 1,00 (m/s);

B_t = largura da tomada d'água (m);

H_t = altura da tomada d'água (m).

Souza [27] propõe a expressão (3.6) para cálculo do comprimento do desarenador, L_c .

$$L_c = \frac{V \cdot h}{V_s - 0,04:V} \quad (3.6)$$

onde :

V = velocidade horizontal do escoamento no desarenador (m/s);

V_s = velocidade vertical de sedimentação da partícula (m/s);

h = profundidade do escoamento na entrada do desarenador (m).

A velocidade V_s depende de características tais como velocidade V , viscosidade cinemática, geometria do escoamento, forma, dimensões e massa específica das partículas, podendo ser calculada pelas expressões (3.7).

$$k_p = \left[\frac{g(10^{-3} \cdot \rho_p^{-1})}{\nu^2} \right]^{1/3} \cdot d$$

$$\text{Para } k_p < 3,3 ; \quad V_s = \frac{(10^{-3} \cdot \rho_p^{-1})g \cdot d^2}{18\nu}$$

$$\text{Para } 3,3 \leq k_p < 44 ; \quad V_s = \frac{0,152[g(10^{-3} \cdot \rho_p^{-1})]^{0,714} \cdot d^{1,14}}{\nu^{0,428}} \quad (3.7)$$

$$\text{Para } 44 \leq k_p < 2360 ; \quad V_s = [3 \cdot g \cdot d(10^{-3} \cdot \rho_p^{-1})]^{1/2}$$

onde :

g = aceleração da gravidade (m/s^2)

ρ_p = massa específica da partícula (kg/m^3)

d = diâmetro da partícula (m)

ν = viscosidade cinemática da água (m^2/s)

O diâmetro d das partículas pode ser fixado em função da queda bruta, conforme (3.8).

$$\text{- Para } H_B \leq 10 \text{ m}; \quad 0,2 \text{ mm} \leq d_{\max} < 0,5 \text{ mm}$$

$$\text{- Para } 10 \text{ m} < H_B \leq 100 \text{ m}; \quad 0,01 \text{ mm} < d_{\max} < 0,2 \text{ mm} \quad (3.8)$$

$$\text{- Para } H_B > 100 \text{ m}; \quad 0,01 \text{ mm} \leq d_{\max} \leq 0,05 \text{ mm}$$

A velocidade máxima do escoamento, V , no desarenador, não deve permitir que partículas já sedimentadas ou em vias de sedimentação sejam levadas pelo escoamento, assim seu valor não deve ultrapassar o recomendado pela expressão (3.9).

$$V = 0,32 \cdot k_e \cdot \sqrt{d} \quad (3.9)$$

$$k_e = 36 \text{ para } d > 1\text{mm}; \quad k_e = 44 \text{ para } 1\text{mm} > d > 0,1\text{mm}; \quad k_e = 51 \text{ para } d < 0,1\text{mm}$$

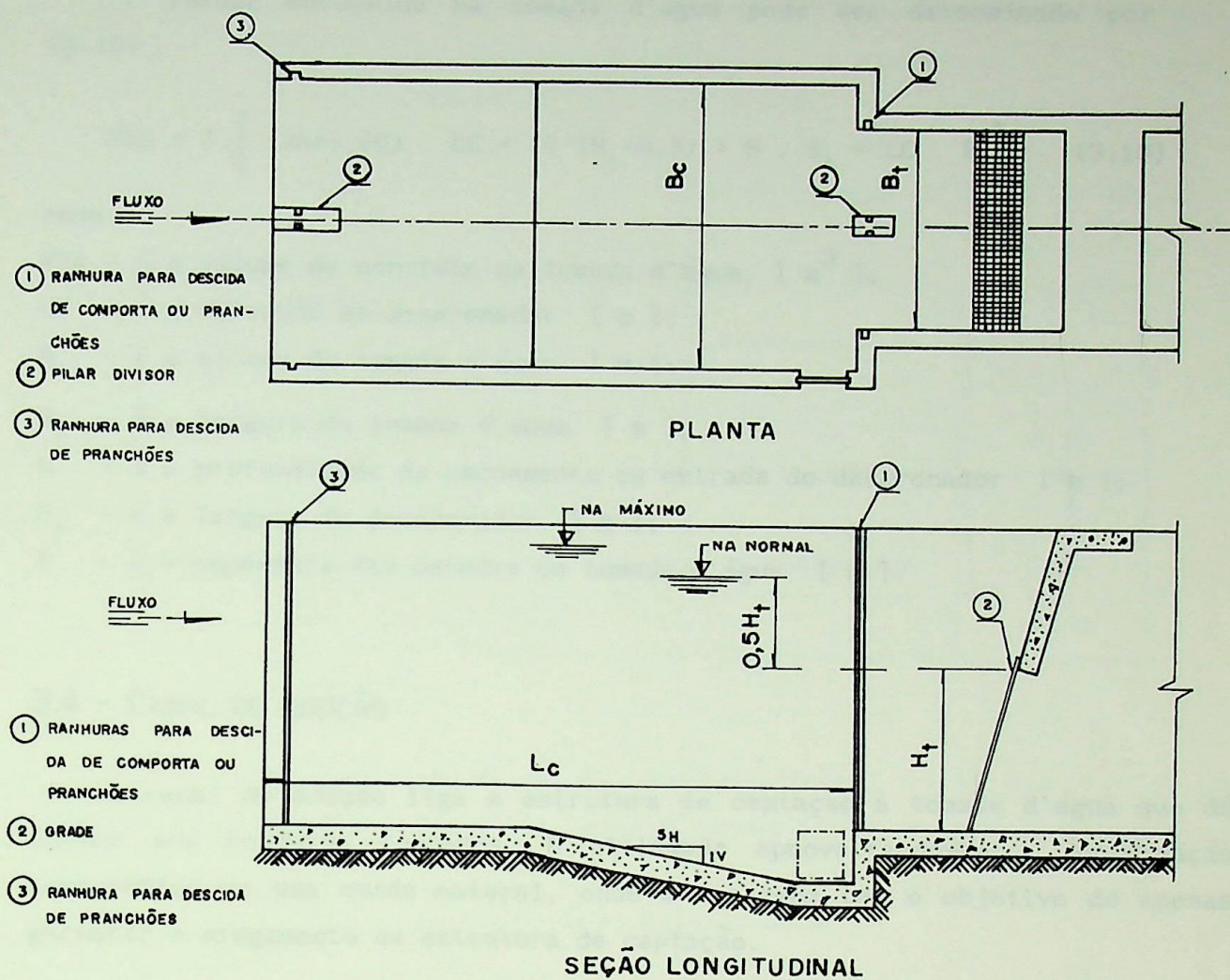


Figura 3.11 - Tomada d'água

Fonte : Referência [1]

3.3.2 - DETERMINAÇÃO DOS VOLUMES ENVOLVIDOS

Nesta determinação foram considerados:

- Volume de concreto necessário para o desarenador e para a tomada d'água propriamente dita;
- Extensão da tomada d'água de 5,00 m, conforme orientação do Manual de PCH's [1];
- Para vazões maiores que $3,0 \text{ m}^3/\text{s}$, duas comportas de controle;
- Borda livre de 0,30 m e soleira da tomada d'água 1,00 m acima do desarenador.

O volume envolvido na tomada d'água pode ser determinado por (3.10) .

$$VTA = T. \left[(2h+1,60) . LC + 10 (H_t+0,3) + 5 . B_t + LC . B_c \right] \quad (3.10)$$

onde:

- VTA - é o volume de concreto na tomada d'água [m³];
 LC - é a extensão do desarenador [m];
 H_t - é a altura da tomada d'água [m];
 B_t - é a largura da tomada d'água [m];
 h - é a profundidade do escoamento na entrada do desarenador [m];
 B_c - é a largura do desarenador [m];
 T - é a espessura das paredes da tomada d'água [m].

3.4 - CANAL DE ADUÇÃO

O canal de adução liga a estrutura de captação à tomada d'água que dá acesso aos condutos forçados. É utilizado aproveitando-se a conformação topográfica de uma queda natural, onde a barragem tem o objetivo de apenas garantir o afogamento da estrutura de captação.

A declividade do canal de adução deve ser mínima e constante, sendo fixada em 1:2500; o canal deve, sempre que possível, acompanhar as curvas de nível do terreno.

Deverá ser previsto um canal auxiliar para coletar as águas oriundas das partes altas, que escorrem pelas encostas, conduzindo-as, através de bueiros que atravessam o canal, para o rio.

O canal de adução pode ser em solo, rocha natural ou revestido com enrocamento, pedra argamassada, concreto ou outro material.

3.4.1 - DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

Depois de escolhido o material de revestimento ou material previsto para

o canal, pode-se através da tabela 3.8 estabelecer a inclinação m do talude.

A Fig. 3.12 mostra uma seção típica de canal.

Tabela 3.8 - Valores de m para inclinação de taludes do canal de adução

CARACTERÍSTICAS DO MATERIAL	m
<i>Rocha dura, alvenaria comum, concreto</i>	<i>0 a 0,50</i>
<i>Rocha fissurada</i>	<i>0,50</i>
<i>Argila dura, aluviões compactos</i>	<i>1,00</i>
<i>Cascalho grosso, enrocamento, terra, areia grossa</i>	<i>2,00</i>
<i>Terra mexida, areia normal</i>	<i>3,00</i>

Fonte : Referência [1]

A tabela 3.9 dá valores de K , coeficiente que varia com o tipo de material de revestimento do canal, para diversos tipos de revestimentos.

Tabela 3.9 - Valores de K

CARACTERÍSTICAS DO MATERIAL	K
<i>argamassa de cimento e areia, tábuas aplainadas</i>	<i>85</i>
<i>reboco comum, tábuas com juntas mal cuidadas</i>	<i>80</i>
<i>concreto liso, asfalto liso</i>	<i>75</i>
<i>alvenaria ordinária, concreto projetado, terra muito regular</i>	<i>70</i>
<i>terra irregular, concreto áspero, alvenaria mal acabada, asfalto rugoso, areia</i>	<i>60</i>
<i>terra irregular com raízes, rocha</i>	<i>50</i>
<i>enrocamento</i>	<i>40</i>

Fonte : Referência [1]

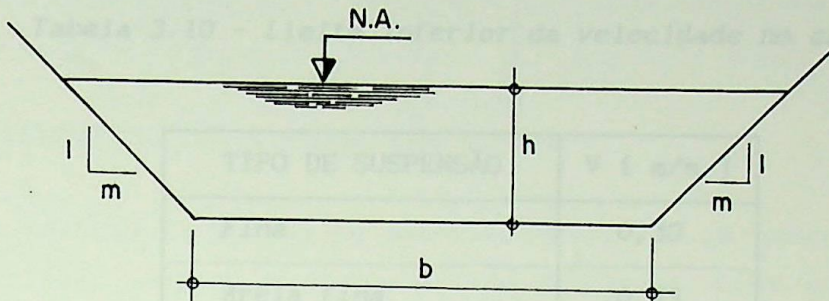


Figura 3.12 - Seção típica de canal

Com os valores de m e k obtidos dispõe-se de (3.11) , (3.12) e (3.13) para o cálculo da velocidade, que deve observar os limites fixados pelas tabelas 3.10 e 3.11.

$$V = \frac{Q}{h \cdot (b + m \cdot h)} \tag{3.11}$$

$$V = K \cdot I^{1/2} \cdot R^{2/3} \tag{3.12}$$

$$R = \frac{S}{U} = \frac{b + m \cdot h}{b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + m^2}} \tag{3.13}$$

onde :

V = velocidade média no canal;

Q = vazão de projeto;

b = base do canal;

h = altura d'água no canal.

A velocidade no canal deve ser limitada inferiormente para evitar depósitos do material em suspensão e superiormente para evitar erosões das paredes do canal.

Tabela 3.10 - Limite inferior da velocidade no canal

TIPO DE SUSPENSÃO	V (m/s)
<i>Fina</i>	0,30
<i>Areia fina</i>	0,45
<i>Esgoto</i>	0,60
<i>Água pluvial</i>	0,75

Tabela 3.11 - Limite superior da velocidade no canal

TIPO DE PAREDE	V (m/s)
<i>arenosa</i>	0,30
<i>saibro</i>	0,40
<i>seixos</i>	0,80
<i>aglomerados consistentes</i>	2,00
<i>alvenaria e rocha estratificado</i>	2,50
<i>rocha compacta</i>	4,00
<i>concreto</i>	4,50
<i>terra argilosa lamacenta</i>	0,10
<i>madeira mole</i>	0,80
<i>madeira dura</i>	1,20
<i>pedras quebradas</i>	1,26

Cabe lembrar que para facilitar a execução do canal e, também, para auxiliar nos cálculos pode-se fixar a base b do canal, inicialmente, num valor não inferior a 0,80 m. Para a altura h , seu valor não deve ser superior a 2,00 m, sendo que as paredes laterais devem ficar 0,30 m, na vertical, acima da altura h .

3.4.2 - DETERMINAÇÃO DOS VOLUMES ENVOLVIDOS

Para o cálculo do volume de material envolvido na execução do canal de adução revestido, leva-se em conta o tipo de revestimento empregado, pois a espessura é variável para cada tipo. Assim, tem-se:

3.4.2.1 - CANAL DE ADUÇÃO REVESTIDO COM PEDRA SOLTA

A expressão (3.14) dá o volume necessário para o revestimento do canal.

$$V_{CAP} = \left[b + 0,2 + 2 \cdot \sqrt{(h + 0,3)^2 + h^2 \cdot m^2} \right] \cdot esp \cdot L_{CA} \quad (3.14)$$

onde:

V_{CAP} - é o volume de material para o revestimento do canal de adução de pedra solta [m³] ;

L_{CA} - é o comprimento do canal de adução [m] ;

esp - é a espessura do revestimento [m].

3.4.2.2 - CANAL DE ADUÇÃO REVESTIDO COM ALVENARIA DE TIJOLO OU DE PEDRA

A expressão (3.15) fornece o volume de alvenaria empregado; a expressão (3.16) indica o volume de argamassa necessária para a base dos tijolos.

$$V_{CA_{AL}} = \left[b + 0,12 + 2 \cdot \sqrt{(h + 0,3)^2 + h^2 \cdot m^2} \right] \cdot esp \cdot L_{CA} \quad (3.15)$$

$$V_{CA_A} = \left[b + 0,22 + 2 \cdot \sqrt{(h + 0,3)^2 + h^2 \cdot m^2} \right] \cdot esp_a \cdot L_{CA} \quad (3.16)$$

onde:

$V_{CA_{AL}}$ - é o volume necessário de alvenaria para o canal de adução [m³];

V_{CA} - é o volume necessário de argamassa para a base do canal de adução [m³];

esp - é a espessura do revestimento do canal de adução [m];

esp_a - é a espessura da argamassa do canal de adução [m].

3.4.2.3 - CANAL DE ADUÇÃO REVESTIDO COM CONCRETO

A expressão (3.17) fornece o volume de concreto necessário para o canal de adução; a expressão (3.18) fornece o volume de brita necessária para a execução da base para o concreto.

$$V_{CA_C} = [b + 0,30 + 2 \sqrt{(h+0,3)^2 + h^2} \cdot m^2] \cdot esp \cdot L_{CA} \quad (3.17)$$

$$V_{CA_B} = [b + 0,40 + 2 \sqrt{(h+0,3)^2 + h^2} \cdot m^2] \cdot esp_b \cdot L_{CA} \quad (3.18)$$

onde :

V_{CA_C} - é o volume de concreto necessário para o canal de adução [m³];

V_{CA_B} - é o volume de brita necessário para a base do canal de adução [m³];

esp - é a espessura do revestimento do canal de adução [m];

esp_b - é a espessura da camada de brita do canal de adução [m].

3.5 - CÂMARA DE CARGA

A câmara de carga tem a finalidade de fazer a transição do escoamento do canal de adução para a tubulação forçada, ou seja, de escoamento livre para escoamento sob pressão; também objetiva aliviar o golpe de aríete processado na tubulação forçada, quando do fechamento brusco das turbinas, além de suprir de água a mesma tubulação, quando da abertura brusca das turbinas, garantindo que não entre ar na mesma.

Para cumprir sua função quanto à partida brusca é indispensável que o volume útil armazenado na câmara de carga seja compatível com a variação

entre o zero e seu valor máximo. E para que seja atendida a função de aliviar o golpe de aríete é necessário o dimensionamento de um vertedor lateral no canal adutor, mais próximo possível da câmara de carga [27]. A cota da crista deste vertedor deve coincidir com o nível d'água máximo do reservatório e o seu comprimento de soleira pode ser estimado pela expressão a seguir, conforme recomendado por [1].

$$B = 3,3 \cdot Q$$

onde:

B = comprimento da soleira do vertedor lateral do canal de adução [m];

Q = vazão normal turbinada [m³/s].

3.5.1 - DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

Segundo Souza [27], a câmara de carga pode ser dimensionada hidraulicamente pelas expressões (3.19) a (3.25), com base nos parâmetros definidos na Fig.3.13 e sendo conhecidas :

- a queda bruta, H;
- a vazão turbinada, Q;
- o comprimento da tubulação forçada, L₃;
- o diâmetro da tubulação forçada, D₃;
- a altura do canal adutor, h₁.

$$b_2 = \frac{Q}{v_2 \cdot h_2} \quad (\text{m}) \quad (3.19)$$

$$h_{2d} = \frac{Q}{7 \cdot b_2 \sqrt{h_2}} \quad (\text{m}) \quad (3.20)$$

$$h'_2 = a_1 + a_2 + a_3 + h_{2d} \quad (\text{m}) \quad (3.21)$$

$$L_2 = 0,304 \cdot \frac{Q \cdot L_3 \sqrt{h_2}}{H \cdot D_3^2} \quad (\text{m}) \quad (3.22)$$

$$h_{2e} = \frac{0,25 \cdot Q}{b_2 \sqrt{h_2}} \quad (\text{m}) \quad (3.23)$$

$$b = 5 \cdot \frac{b_2^{3/2} \cdot h_2^{3/4}}{\sqrt{Q}} \quad (m) \quad (3.24)$$

$$h_{2c} = h_2 + h_{2e} + a_4 \quad (m) \quad (3.25)$$

São fixados, inicialmente, os valores de a_1, a_2, a_3, a_4, V_2 e h_2 , conforme estabelecido na Fig. 3.13. Compara-se o valor de h'_2 calculado em (3.21) com h_2 fixado. Se :

- 1) $h'_2 < h_2$, adota-se em definitivo os valores de h_2, a_1, a_2, a_3, a_4 e V_2 fixados inicialmente;
- 2) $h'_2 > h_2$, adota-se novo valor para h_2 e recalcula-se de (3.19) a (3.21).

a_1 fixado entre 0,3 e 0,5 m
 $a_2 = D_3$
 a_3 fixado entre $0,5D_3$ e $1,5D_3$ ($a_{3\text{mín}} = 0,3$ m)
 $a_{4\text{mín}} = 0,3$ m

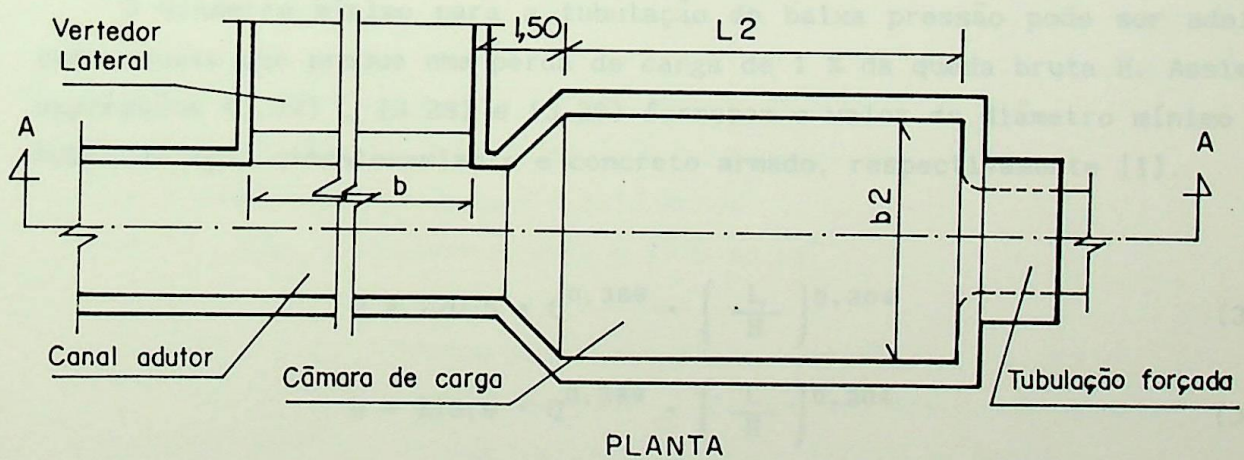
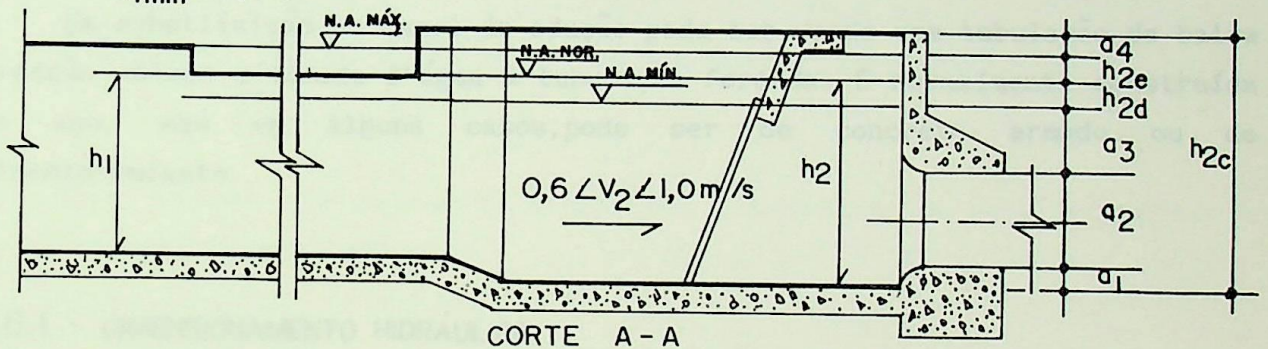


Figura 3.13 - Câmara de carga

3.5.2 - DETERMINAÇÃO DOS VOLUMES ENVOLVIDOS

O volume de concreto utilizado na câmara de carga é calculado pela expressão (3.26).

$$V_{CC} = L_2 \cdot (b_2 + 2h_{2c} + h_{2c} \cdot b_2) \cdot e_c \quad (3.26)$$

Onde:

V_{CC} = é o volume de concreto necessário para a câmara de carga [m³]

L_2 = extensão da câmara de carga [m]

b_2 = largura da câmara de carga [m]

h_{2c} = altura da câmara de carga [m]

e_c = espessura das paredes e da laje de fundo da câmara de carga [m]

3.6 - TUBULAÇÃO DE BAIXA PRESSÃO

Em substituição ao canal de adução pode ser usada uma tubulação de baixa pressão unindo a tomada d'água à tubulação forçada. É normalmente construída de aço, mas em alguns casos, pode ser de concreto armado ou de cimento-amianto.

3.6.1 - DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

O diâmetro mínimo para a tubulação de baixa pressão pode ser admitido como aquele que produz uma perda de carga de 1 % da queda bruta H. Assim, as expressões (3.27) , (3.28) e (3.29) fornecem o valor do diâmetro mínimo para tubos de aço, cimento-amianto e concreto armado, respectivamente [1].

$$D = 270,5 \cdot Q^{0,388} \cdot \left(\frac{L}{H} \right)^{0,204} \quad (3.27)$$

$$D = 273,8 \cdot Q^{0,388} \cdot \left(\frac{L}{H} \right)^{0,204} \quad (3.28)$$

$$D = 280,1 \cdot Q^{0,388} \cdot \left(\frac{L}{H} \right)^{0,204} \quad (3.29)$$

onde:

- D - é o diâmetro interno da tubulação [cm]
 L - é o comprimento da tubulação [km]
 Q - é o valor da descarga de projeto [m³/s]
 H - é a queda bruta [m]

Para a determinação da espessura da parede da tubulação, submetida à pressão interna, usa-se a expressão (3.30).

$$e = \frac{P_i \cdot D}{2 \sigma_f} \quad (3.30)$$

onde:

- e - é a espessura da parede [mm]
 P_i - é a pressão hidrostática máxima interna [kp/cm²]
 D - é o diâmetro interno [mm]
 σ_f - é a tensão admissível de resistência à tração [kp/cm²]

Para o caso específico de tubulações fabricadas em aço, a expressão (3.31) substitui a (3.30).

$$e = \frac{P_i \cdot D}{2 \sigma_f \cdot K_f} + e_s \quad (3.31)$$

onde:

- e_s - é a sobre-espessura para corrosão (e_s = 1 mm)
 K_f - é a eficiência da junta, relativa ao aço que tem

σ_e = tensão de escoamento = 2110 kp/cm²

σ_r = tensão de ruptura = 3870 a 4570 kp/cm²

K_f = 1,0 - tubos sem costura .

K_f = 0,8 - tubos sem radiografia e alívio de tensões

K_f = 0,9 - tubos com radiografia ou com alívio de tensões

K_f = 1,0 - tubos com radiografia e alívio de tensões

K_f = 0,8 - tubos com costura, com solda por fusão elétrica

K_f = 1,0 - tubos com costura, com solda por resistência elétrica

A espessura mínima para tubulações de aço é dada por (3.32).

$$e_{\min} = \frac{D + 508}{400} \geq 6,35 \text{ mm (1/4")} \quad (3.32)$$

3.6.1.1 - BLOCOS DE APOIO

As tubulações de aço são apoiados sobre blocos de apoio ou selas, mais comumente em concreto simples, tendo seu dimensionamento constante na figura 3.14.

Para determinar a distância entre selas, L_s , admite-se que o trecho de tubo cheio de água entre elas se comporta como uma viga biengastada, sujeita a uma carga distribuída, p , sendo sua flexa máxima de $1/65000$; assim, pode-se calcular L_s pela expressão (3.33). [27]

$$L_s = 182,61 \cdot \sqrt[3]{\frac{(D+2e)^4 - D^4}{p}} \quad (\text{m}) \quad (3.33)$$

onde :

p = carga distribuída na tubulação de aço = $785,4 D^2 + 24662.e.(D+e)$ [kp/m]

D = diâmetro interno da tubulação [m]

e = espessura da parede da tubulação [m].

O tubo deve estar afastado do solo, para manutenção e escoamento de águas pluviais, de uma distância mínima calculada por (3.34). [1]

$$E_{\min} = 0,25 \cdot D \quad (3.34)$$

A base da sela deve ser assentada em rocha ou terreno firme formado por areia grossa ou argila compactada, de modo que a tensão de compressão seja, no mínimo, os valores da Tab. 3.12.

Tabela 3.12 - Tensões Admissíveis à Compressão

SOLO DE APOIO	σ_{adm} (kg/m ²)
rocha granítica	$4,2 \cdot 10^5$
rocha calcárea ou arenítica	$2,8 \cdot 10^5$
pedregulho	$2,8 \cdot 10^4$
argila dura	$1,5 \cdot 10^4$

Fonte : Referência [27]

Para que o tubo desloque-se facilmente sobre a sela é interessante revestir sua superfície de contato com uma chapa metálica [27].

Segundo o Manual de PCH's [1] a sela pode ser dimensionada por (3.35).

$$\begin{aligned}
 A &= 1,2.D \\
 B &= 1,6.D \\
 C &= 1,7.D
 \end{aligned}
 \tag{3.35}$$

As tubulações de concreto ou cimento-amianto podem ser assentadas em valas, diretamente sobre o terreno, com o dimensionamento constante na figura 3.15.

3.6.2 - JUNTAS DE DILATAÇÃO EM TUBOS

As juntas de dilatação em tubos são do tipo macho e fêmea, ou ponta e bolsa. A sua vedação pode ser com argamassa de cimento ou por meio de gaxeta de borracha. Existem muitos tipos de gaxetas. A vantagem de juntas gaxetadas é seu grau de flexibilidade. A Fig. 3.16 ilustra os tipos de juntas em tubos.

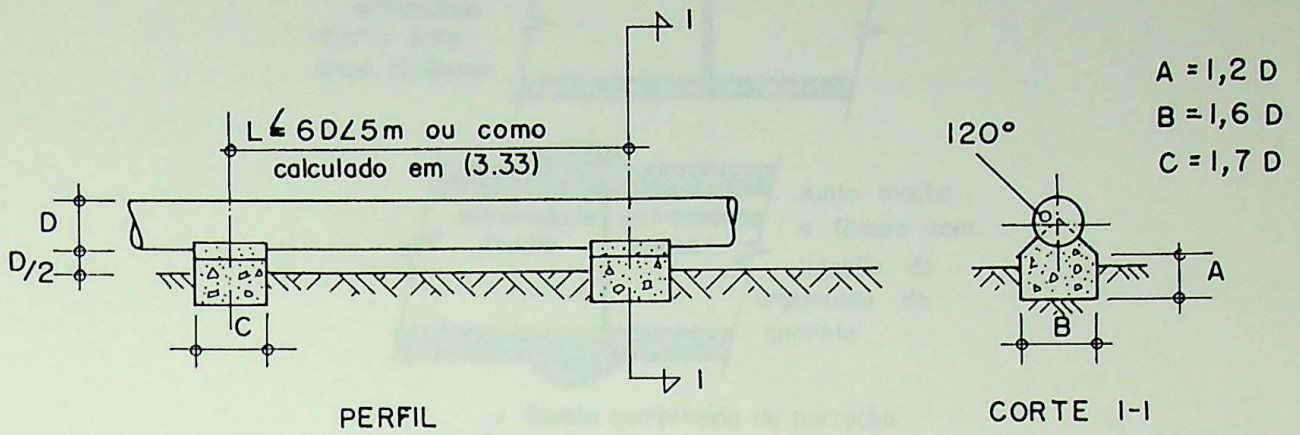


Figura 3.14 - Blocos de Apoio para Tubulação de Baixa Pressão de Aço

Fonte : Referência [1]

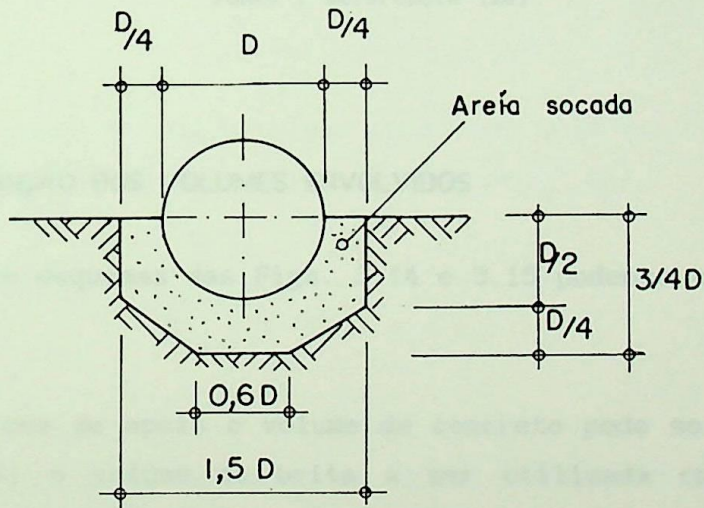


Figura 3.15 - Assentamento da Tubulação de Baixa Pressão de Concreto ou de Cimento Amianto

Fonte : Referência [1]

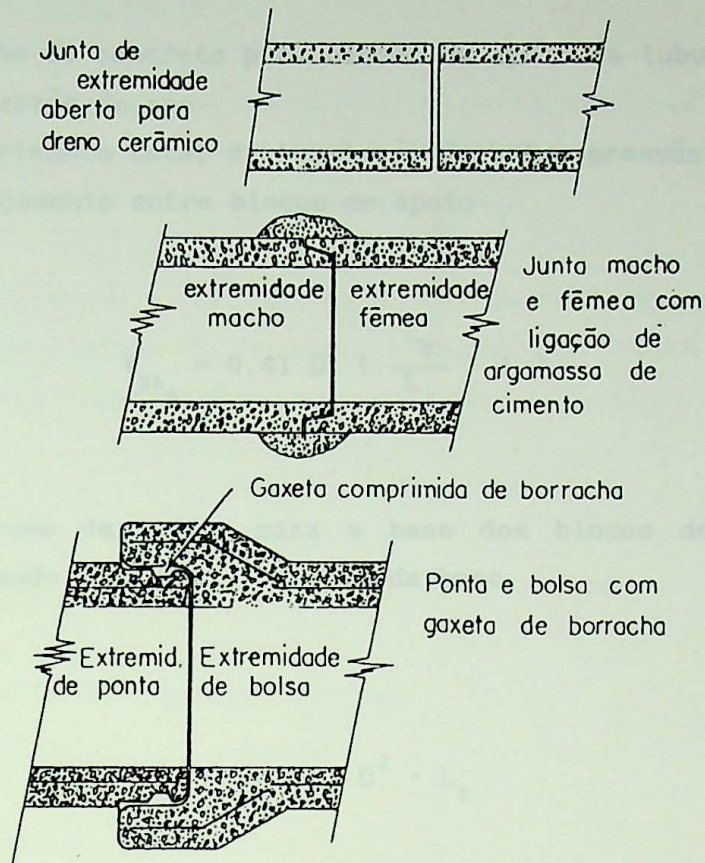


Figura 3.16 - Tipos de juntas de dilatação em tubos

Fonte : Referência [26]

3.6.3 - DETERMINAÇÃO DOS VOLUMES ENVOLVIDOS

Com base nos esquemas das Figs. 3.14 e 3.15 podemos calcular os volumes envolvidos.

Para os blocos de apoio o volume de concreto pode ser determinado pela expressão (3.36); o volume de brita a ser utilizada como base pode ser calculado pela expressão (3.37) e o volume de areia a ser utilizada como leito para a tubulação de concreto ou cimento-amianto é dado na expressão (3.38).

$$V_{BA_C} = 3,50 D^3 \left(\frac{L_T}{L} - 1 \right) \quad (3.36)$$

onde:

- $V_{BA\ C}$ - é o volume de concreto para blocos de apoio da tubulação de baixa pressão de aço [m³]
- L_T - é o comprimento total da tubulação de baixa pressão [m]
- L - é o espaçamento entre blocos de apoio [m]

$$V_{BA\ B} = 0,41 D^2 \left(\frac{L_T}{L} - 1 \right) \quad (3.37)$$

onde:

- $V_{BA\ B}$ = é o volume de brita para a base dos blocos de apoio, considerando 0,15 m a espessura da base [m³]

$$V_A = 0,62 D^2 \cdot L_T \quad (3.38)$$

onde:

- V_A - é o volume de areia socada para as valas da tubulação de baixa pressão de concreto ou cimento-amianto [m³]

Para a tubulação de aço o volume envolvido pode ser calculado por (3.39) e o peso correspondente a este volume é dado em (3.40).

$$V_{TB} = \pi \cdot D \cdot e \cdot L_T \quad (3.39)$$

onde:

- V_{TB} - é o volume de aço da tubulação de baixa pressão [m³]

$$P_{TB} = 24660 D \cdot e \cdot L_T \quad (3.40)$$

onde:

- P_{TB} - é o peso da tubulação de baixa pressão [kp]

3.7 - CHAMINÉ DE EQUILÍBRIO

A chaminé de equilíbrio constitui-se de um reservatório cilíndrico, de eixo vertical, localizada entre a tubulação de baixa pressão e a tubulação forçada. Pode ser construída em concreto ou aço.

Sua finalidade é a de amortecer os efeitos do golpe de aríete na tubulação forçada, quando do fechamento brusco da turbina. Para que não seja necessária a sua instalação, as condições (3.41) e (3.42) devem ser cumpridas.

$$\frac{L}{H} \leq 5 \quad (3.41)$$

onde:

L - é o comprimento da tubulação forçada

H - é a queda bruta

$$t_h = \frac{V \cdot L}{g \cdot H} \leq 3 \text{ s} \quad (3.42)$$

onde:

t_h - é o tempo de aceleração da água na tubulação [s]

V - é a velocidade da água na tubulação forçada [m/s]

g - é a aceleração da gravidade [m/s²]

3.7.1 - DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

A área mínima interna da seção transversal da chaminé de equilíbrio pode ser calculada por (3.43), segundo o Manual de PCH's [1].

$$A_c > \frac{V^2}{2g} \cdot \frac{L_c \cdot A_T}{(H_m - h_t) \cdot h_t} \quad (3.43)$$

onde:

A_c - é a área interna mínima da seção transversal [m²]

V - é a velocidade da água no interior da tubulação

adutora

[m/s]

L_c	- é o comprimento da tubulação adutora	[m]
A_t	- é a área interna da seção transversal da tubulação adutora	[m ²]
H_m	- é a queda mínima	[m]
h_t	- é a perda de carga do sistema adutor	[m]
g	- é a aceleração da gravidade	[m/s ²]

A tabela 3.13 fornece as principais dimensões da chaminé de equilíbrio, para três diferentes diâmetros internos e a figura 3.17 mostra um esquema destas dimensões.

3.7.2 - DETERMINAÇÃO DOS VOLUMES ENVOLVIDOS

Baseado na figura 3.17 pode-se calcular o volume de concreto da chaminé de equilíbrio, através de (3.44), o volume de aço através de (3.45) e o peso de aço através de (3.46).

$$\begin{aligned}
 V_{CEC} = & \left[(2A + 2B + 2C + D + D_c) \cdot \frac{F}{2} + (2A + 2B + D) \cdot E \right] (2C + D_c + 2P) + \\
 & + (2C + D_c) \cdot \left[(2C + D_c) \cdot (H + G + D + K + L + M) + (I + D + H + G) \cdot 2P \right] - \\
 & - 0,39 \cdot D^2 \cdot (2K + D + 2C + D_c + 4P) - 0,26 \cdot (M + L) \cdot (D^2 + D_c^2 + D \cdot D_c) \quad (3.44)
 \end{aligned}$$

onde:

V_{CEC} - é o volume de concreto utilizado na chaminé de equilíbrio [m³]

Tab. 3.13 - Dimensões Principais da Chaminé de Equilíbrio

Diâmetro D_c [m]	1,00	1,20	2,00
Símbolos	Dimensões Principais [m]		
A	0,90	0,90	0,90
B	0,60	0,70	0,90
C	0,70	0,50	0,45
e	3/16"	3/16"	1/4"
e_c	1/2"	3/4"	3/4"
D_1	0,80	0,90	1,60
D	Obtido do cálculo hidráulico		
D_1	Igual a D		
E	0,20	0,20	0,25
F	0,50	0,50	0,60
G	0,35	0,35	0,35
H	0,40	0,40	0,40
I	0,50	0,50	0,60
J	1,00	1,20	1,50
K	0,30	0,40	0,50
L	0,50	0,60	0,80
M	0,50	0,60	0,80
N	1,40	1,40	1,40
P	1,00	1,10	1,20

Fonte : Referência [1]

$$V_{CE_A} = 1,57 \cdot e_c \cdot \left[(D + D_c) \cdot (M + L) + 2 \cdot D \cdot K + 2D_c \cdot (NASup + N) \right] \quad (3.45)$$

onde:

V_{CE_A} - é o volume de aço utilizado na chaminé de equilíbrio [m³]

$$P_{CE_A} = 12340 \cdot e_c \cdot \left[(D + D_c) \cdot (M + L) + 2 \cdot D \cdot K + 2D_c \cdot (NASup + N) \right] \quad (3.46)$$

onde:

P_{CE_A} - é o peso de aço utilizado na chaminé de equilíbrio [kp]

3.8 - TUBULAÇÃO FORCADA

As tubulações forçadas ligam a chaminé de equilíbrio, ou a tomada d'água, às turbinas e estão sujeitas a pressões internas crescentes, de cima para baixo, até alcançarem a altura da queda estática da usina, acrescida do eventual golpe de aríete.

Essa tubulação pode ser construída de aço ou concreto.

3.8.1 - DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

O diâmetro da tubulação forçada, chamado de diâmetro econômico, é dado por (3.47) e (3.48).

$$De = 127 \sqrt[7]{\frac{Q^3}{Ht}} \quad (3.47)$$

$$Ht = H + hs \quad (3.48)$$

onde:

De - é o diâmetro econômico [cm]
 Q - é a descarga máxima na tubulação [m³/s]
 Ht - é a carga hidráulica total na tubulação [m]
 H - é a queda bruta (carga hidráulica estática) [m]
 hs - é a sobre-pressão devida ao golpe de aríete [m]

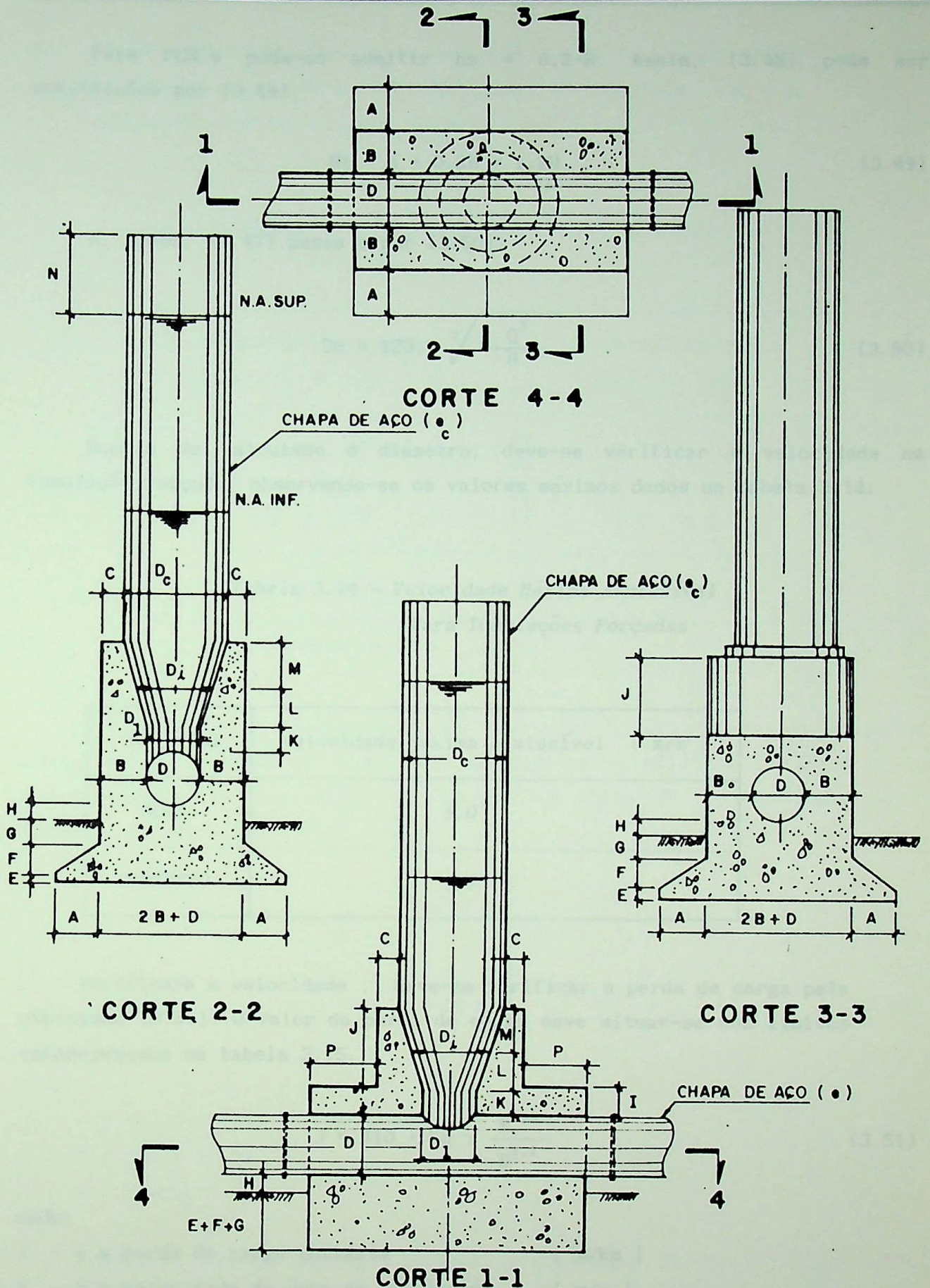


Fig. 3.17 - Esquema da Chaminé de Equilíbrio

Fonte : Referência [1]

Para PCH's pode-se admitir $h_s = 0,2 \cdot H$. Assim, (3.48) pode ser substituída por (3.49).

$$H_t = H + 0,2H = 1,2H \quad (3.49)$$

E, ainda, (3.47) passa a ser (3.50).

$$D_e = 123,7 \sqrt[7]{\frac{Q^3}{H}} \quad (3.50)$$

Depois de calculado o diâmetro, deve-se verificar a velocidade na tubulação forçada, observando-se os valores máximos dados na tabela 3.14.

Tabela 3.14 - Velocidade Máxima Admissível
Para Tubulações Forçadas

Material	Velocidade Máxima Admissível (m/s)
AÇO	5,0
CONCRETO	3,0

Verificada a velocidade, deve-se verificar a perda de carga pela expressão (3.51). O valor da perda de carga deve situar-se nos limites estabelecidos na tabela 3.15.

$$J = 410 \cdot Kq \cdot \frac{V^{1,9}}{D^{1,1}} \quad (3.51)$$

onde:

J - é a perda de carga unitária [m/km]

V - é a velocidade da água na tubulação [m/s]

D - é o diâmetro interno da tubulação [cm]

K_q - é um coeficiente que varia com o tipo de tubulação. Para tubulação nova, de parede contínua, sem costura, ou com juntas totalmente soldadas $K_q = 0,32$

Tabela 3.15 - Limites Para Perda de Carga

Distância da Casa de Máquinas à Tomada d'Água (m)	Percentual Máximo da Perda de Carga
até 80	3 % de H
80 a 320	4 % de H
320 a 800	5 % de H

Fonte : NBR 10280/1988 da ABNT

Para o cálculo da espessura da tubulação e para se evitar pressões negativas no interior da mesma, são necessários os cálculos dos valores de sobrepressão e da depressão, decorrentes do golpe de ariete. Para tanto usam-se as expressões (3.52) e (3.53).

$$h_s = (Z^2 - 1) \cdot H \quad (3.52)$$

$$h_{s_{\max}} = 0,35 H \quad (3.53)$$

onde:

h_s - é a sobrepressão ou depressão [m.]

H - é a queda bruta [m]

Z^2 - ver Apêndice 2

Para o cálculo da espessura usam-se as expressões (3.30), (3.31) e (3.32), considerando, para isso, a expressão (3.54).

$$p_i = p + p_s \quad (3.54)$$

onde:

p_i - é a pressão hidrostática máxima interna [kp/cm^2]

p - é a pressão hidrostática interna devido à queda bruta H [kp/cm^2]

p_s - é a sobrepressão hidrostática interna devido ao golpe de aríete h_s [kp/cm^2]

3.8.1.1 - BLOCOS DE APOIO E DE ANCORAGEM

A tubulação forçada será assentada sobre blocos de apoio dimensionados da mesma forma que para a tubulação de baixa pressão, sofrendo modificação apenas na dimensão C do bloco, que é obtida da tabela 3.16 e tem o mesmo aspecto apresentado na figura 3.14.

Tabela 3.16 - Dimensões dos Blocos de Apoio

Comprimento da Base dos Blocos de Apoio C (m)				
Diâmetro (m)	$\theta =$ Inclinação da Tubulação Forçada			
	0°	15°	30°	45°
0,20	0,35	0,35	0,45	0,65
0,40	0,65	0,65	0,65	1,00
0,60	1,00	1,00	1,00	1,20
0,80	1,30	1,30	1,30	1,40
1,00	1,60	1,60	1,60	1,60
1,20	2,00	2,00	2,00	2,00
Altura dos blocos de apoio		$A = 1,2 D$ (m)		
Largura da Base do Bloco de Apoio		$B = 1,6 D$ (m)		
Distância entre Blocos de Apoio		$L \leq 6 D \leq 5$ (m) ou como calculado em (3.33)		

Devem ainda serem utilizados blocos de ancoragem a cada 30 m , ou quando se mudar a direção do alinhamento da tubulação, conforme orientação do Manual de PCH's [1]. Souza [27] recomenda, por questões de custo, volume e problemas

para construção, que se adote $L_a < 150$ m - para condutos forçados e $L_a < 300$ m - para tubulação de baixa pressão. Pode-se calcular a distância entre as faces dos blocos de ancoragem por (3.55), conforme Souza [27].

$$L_{af} = \frac{a}{\alpha \cdot \Delta t} \quad (3.55)$$

onde :

a = dilatação permitida pela junta [m];

α = coeficiente de dilatação linear do tubo [$^{\circ}\text{C}^{-1}$];

Δt = diferença máxima de temperatura permitida para a parede do tubo.

Para calcular as dimensões preliminares dos blocos de ancoragem Souza [27] propõe a metodologia apresentada no Apêndice 3.

3.8.2 - DETERMINAÇÃO DOS VOLUMES ENVOLVIDOS

Baseado na Fig. 3.14 e naquelas apresentadas no Apêndice 3, pode-se estimar os volumes envolvidos na tubulação forçada e nos blocos de apoio e ancoragem.

Os volumes de concreto, brita e aço utilizados na tubulação forçada são calculados por (3.56) a (3.60).

$$V_{BA_C} = 2,06 \cdot D^2 \cdot C \cdot \left(\frac{L_{TF}}{L} - 1 \right) \quad (3.56)$$

onde:

V_{BA_C} - é o volume de concreto para o bloco de apoio [m³]

C - é o comprimento do bloco de apoio dado na tabela 3.16 [m]

L - é o espaçamento entre blocos de apoio [m]

L_{TF} - é o comprimento da tubulação forçada [m]

D - é o diâmetro da tubulação forçada [m]

$$V_{BA_B} = 0,24 \cdot D \cdot C \cdot \left(\frac{L_{TF}}{L} - 1 \right) \quad (3.57)$$

onde:

V_{BA_B} - é o volume de brita para a base do bloco de apoio,
considerando uma camada de 15 cm de espessura $[m^3]$

$$V_{BAC_C} = (A + E) \cdot \frac{C}{2} \cdot B \cdot n_F \quad (3.58)$$

onde:

V_{BAC_C} - é o volume de concreto para o bloco de ancoragem $[m^3]$

n_F - é o número de blocos de ancoragem de mesmo tipo $[m]$

A, B, C, E - dimensões dos blocos de ancoragem $[m]$

(conforme Apêndice 3)

$$V_{BAC_B} = 0,15 \cdot C \cdot B \cdot n_F \quad (3.59)$$

onde:

V_{BAC_B} - é o volume de brita para a base do bloco de
ancoragem considerando uma camada de 15 cm
de espessura $[m^3]$

$$V_{TF} = \pi \cdot D \cdot e \cdot L_{TF} \quad (3.60)$$

onde:

V_{TF} - é o volume de aço da tubulação forçada $[m^3]$

$$P_{TF} = 24.660 \cdot D \cdot e \cdot L_{TF} \quad (3.61)$$

onde:

P_{TF} - é o peso da tubulação forçada $[kp]$

3.9 - CASA DE MÁQUINAS

A casa de máquinas é uma estrutura que tem a função de abrigar os grupos geradores e os equipamentos de serviços auxiliares necessários ao funcionamento da PCH. A posição dos grupos geradores e das salas destinadas ao serviço auxiliar deve ser estudada de acordo com o ângulo de entrada da tubulação forçada em relação ao eixo da casa de máquinas. Entretanto, se as dimensões da mesma devem ser as menores possíveis, por razões econômicas, não se pode esquecer a funcionalidade da mesma, ou seja, que a casa de máquinas deve possuir uma área que permita a manutenção dos grupos geradores.

O estabelecimento da cota do piso da casa de máquinas é de vital importância. Se, por um lado, é interessante que o mesmo seja o mais baixo possível, devido à altura de sucção da máquina, tem-se, por outro lado, o problema relativo às inundações. É importante que os equipamentos eletro-eletrônicos não sejam nunca atingidos pelas cheias.

Neste trabalho trataremos apenas das casa de máquinas do tipo exteriores, normalmente usadas em PCH's.

3.9.1 - DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

Devem ser considerados no dimensionamento hidráulico da casa de máquinas as dimensões dos grupos geradores, do transformador e do pátio para sua manutenção, além da concentração de indicadores, dispositivos de proteção e quadros de controle e de comando.

De [1] tem-se a Figura 3.18, que indica as áreas destinadas aos principais equipamentos e as dimensões principais de uma casa de máquinas típica. Os valores dados na tabela 3.17 são os recomendáveis para as dimensões, mas cabe lembrar que estes valores dependem das dimensões finais dos equipamentos, que são obtidas através das informações dadas no Capítulo 4 dessa dissertação, onde através do diâmetro D_n do rotor da turbina, pode-se obter as demais dimensões de montagem da mesma. Sendo assim, por exemplo, a dimensão SB, apresentada na Fig. 3.18, é calculada como função do diâmetro D_n pela expressão (3.62).

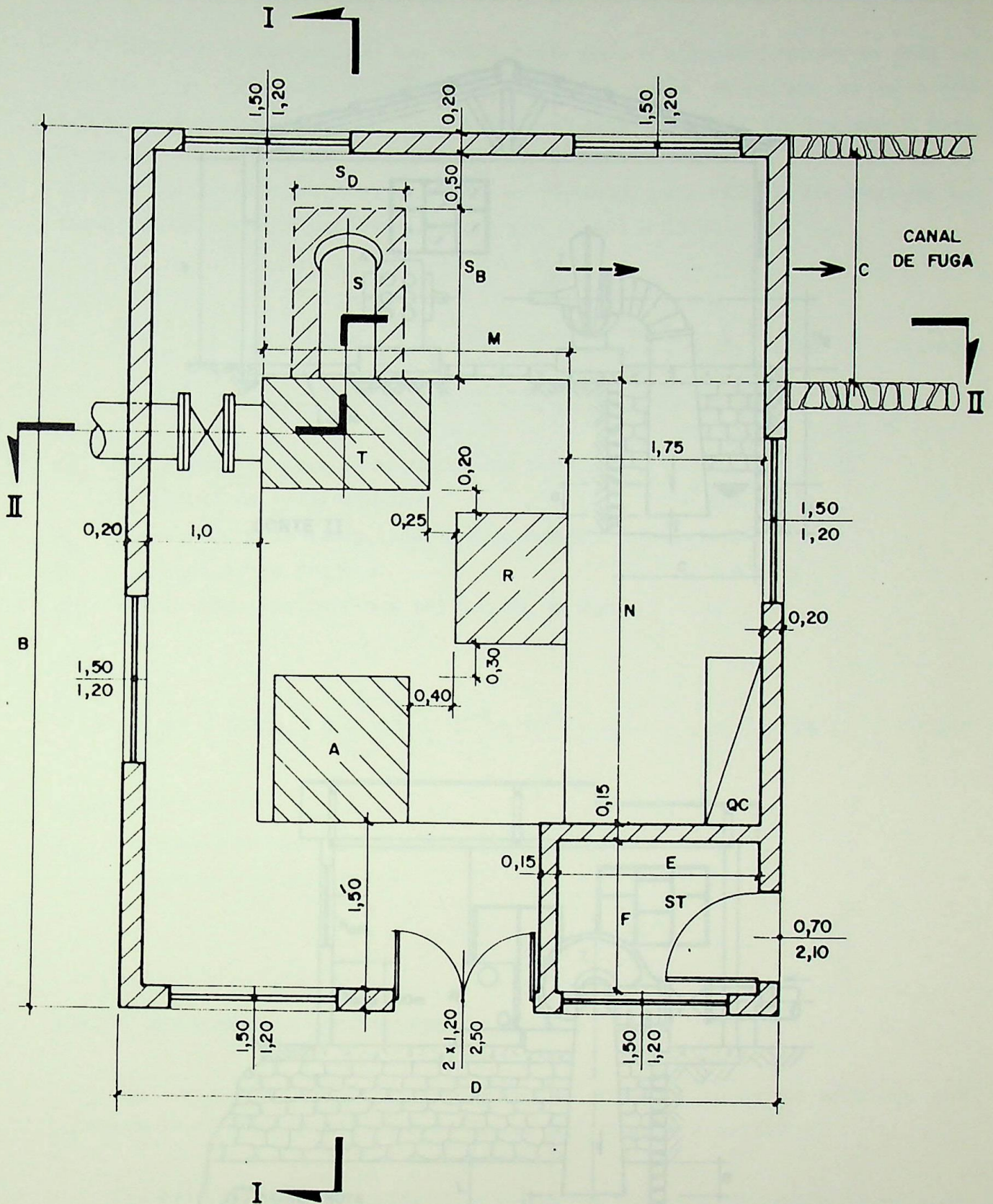
$$SB = 2 \cdot D_n$$

(3.62)

Tabela 3.17 - Dimensões Principais da Casa de Máquinas
(ver Figura 3.18)

S I M B O L O G I A	
A	Alternador
R	Regulador
S	Sucção
T	Turbina
ST	Sala do Transformador
QC	Quadro de Comando

Designação	Referência	Dimensões	
		1 Grupo	2 Grupos
Sucção	SD	0,75 a 1,50	1,20 a 1,80
	SB	1,00 a 2,00	1,50 a 2,50
Sala do Transformador	E	1,80 a 2,10	~ 2,20
	F	1,35 a 1,60	~ 1,80
Área de Máquinas	M	~ 4,00	~ 6,00
	N	6,00 a 8,00	7,00 a 9,00
Compr. Total	B	2,40 + SB + N	
Largura Total	D	3,15 + M	
Pé Direito	h	4,50 a 5,50	
Potência por Grupo (MW)		P ≤ 2,5	2,5 ≤ P ≤ 5,5



- TODAS AS DIMENSÕES ESTÃO EM METROS.

(ver Tabela 3.17)

Figura 3.18 - Esquema da Casa de Máquinas

Fonte : Referência [1]

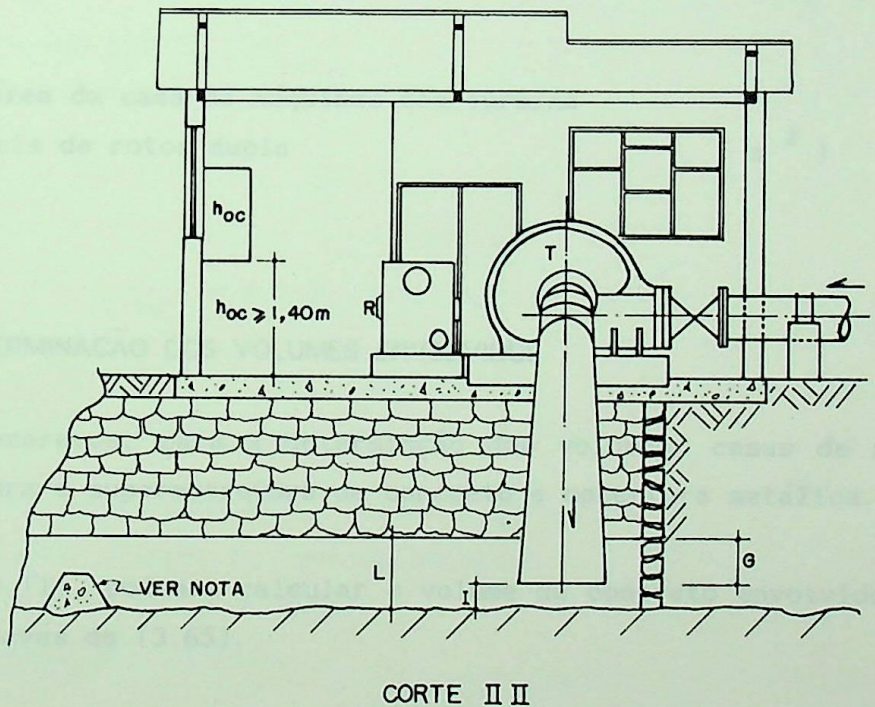
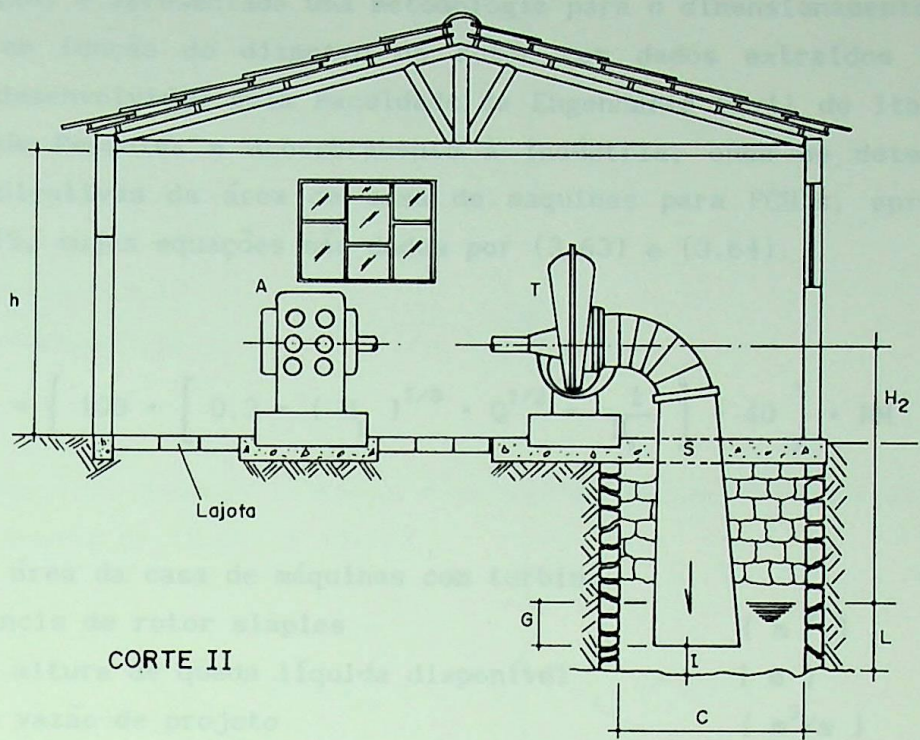


Figura 3.18 - Esquema da Casa de Máquinas - (continuação)

Fonte : Referência [1]

Em [28] é apresentada uma metodologia para o dimensionamento da casa de máquinas em função do diâmetro do rotor com dados extraídos de diversos projetos desenvolvidos pela Faculdade de Engenharia Civil de Itajubá e pela Fundação de Pesquisa e Acessoramento à Indústria, onde se determinaram as curvas indicativas da área da casa de máquinas para PCH's, apresentada na figura 3.19, cujas equações são dadas por (3.63) e (3.64).

$$S_{RS} = \left\{ 100 \cdot \left[0,3 \cdot (H_L)^{1/8} \cdot Q^{1/2} + \frac{1}{H_L} \right] + 40 \right\} \cdot NM \quad (3.63)$$

onde:

- S_{RS} - é a área da casa de máquinas com turbina Francis de rotor simples [m²]
 H_L - é a altura de queda líquida disponível [m]
 Q - é a vazão de projeto [m³/s]
 NM - é o número de turbinas utilizadas na PCH

$$S_{RD} = \left\{ 300 \cdot \left[0,3 \cdot (H_L)^{1/8} \cdot Q^{1/2} + \frac{1}{H_L} \right] - 10 \right\} \cdot NM \quad (3.64)$$

onde:

- S_{RD} - é a área da casa de máquinas com turbina Francis de rotor duplo [m²]

3.9.2 - DETERMINAÇÃO DOS VOLUMES ENVOLVIDOS

Consideraremos, para a determinação dos volumes, casas de máquinas com infraestrutura e superestrutura de concreto e cobertura metálica.

Segundo [1], podemos calcular o volume de concreto envolvido na casa de máquinas através de (3.65).

$$V_{CH} = 2,27 + h_m \cdot (0,28 + 0,05M_a) + 0,72M_a + (0,95 + 0,3M_a + 0,05h_m) \cdot (SB+N) \quad (3.65)$$

onde:

- V_{CM} - é o volume de concreto para a laje
de piso e pilares da casa de máquinas [m³]
- h_m - é o pé direito da casa de máquinas [m]
- M_a - ver tabela 3.17
- N - ver tabela 3.17
- SB - ver tabela 3.17

Segundo [28] podemos calcular o volume de concreto envolvido na casa de máquinas através de (3.66) e (3.67).

$$V_{CM_{RS}} = 0,3 S_{RS} + 0,1 h_m (S_{RS})^{1/2} \quad (3.66)$$

onde:

- $V_{cm_{RS}}$ - é o volume de concreto necessário para laje de piso e
pilares da casa de maquinas com turbina Francis simples
em [m³]
- S_{RS} - calculado por (3.63)
- h_m - é o pé direito da casa de máquinas [m]

$$V_{CM_{RD}} = 0,3 S_{RD} + 0,1 h_m (S_{RD})^{1/2} \quad (3.67)$$

onde:

- $V_{CM_{RD}}$ - é o volume de concreto necessário para laje
de piso e pilares da casa de máquinas
com turbina Francis dupla [m³]
- S_{RD} - calculado por (3.64)

CAPÍTULO 4
EQUIPAMENTOS MECÂNICOS

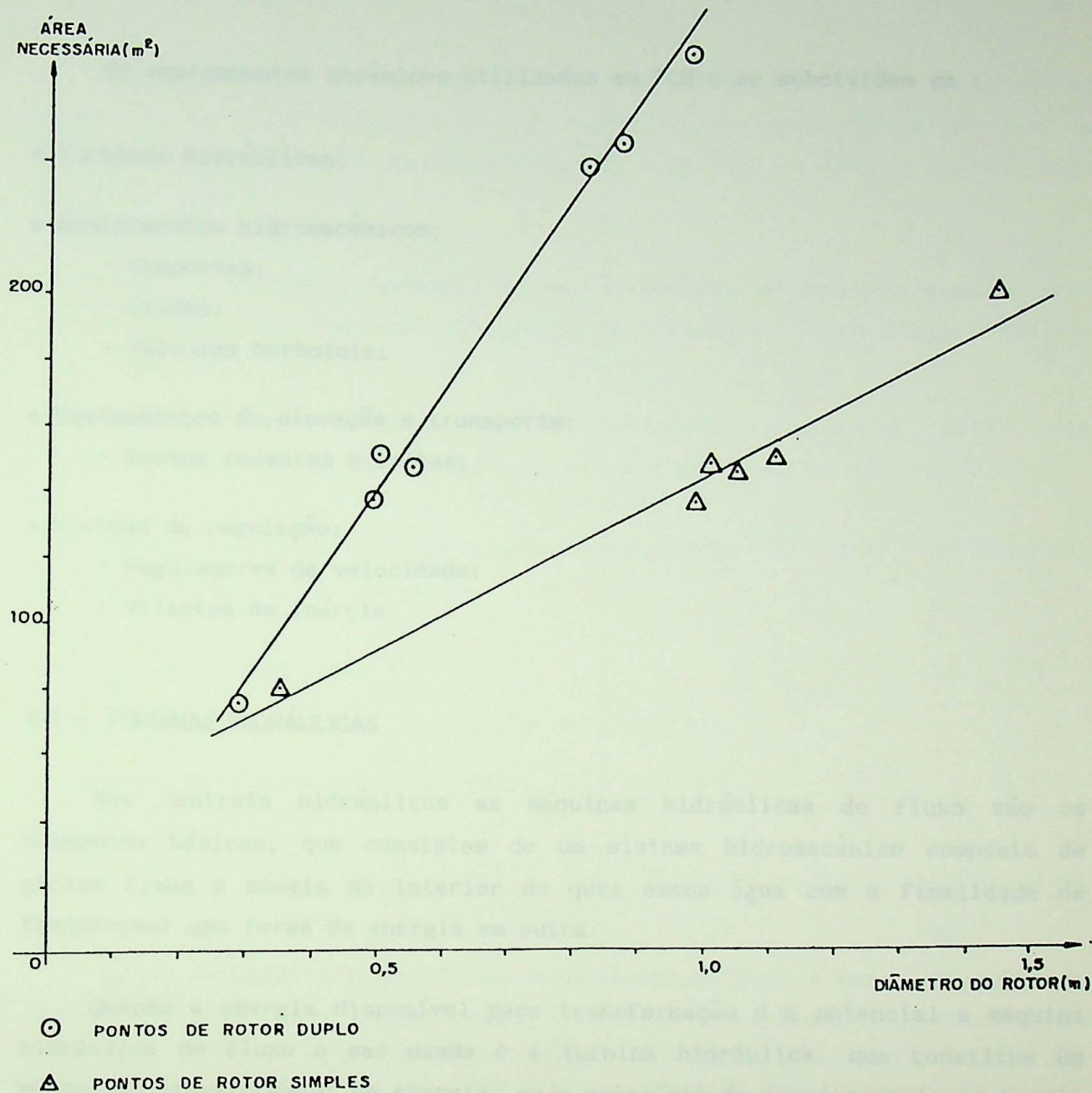


Figura 3.19 - Área da Casa de Máquinas para Turbina

Francis Simples e Francis Dupla

Fonte : Referência [28]

CAPÍTULO 4

EQUIPAMENTOS MECÂNICOS

Os equipamentos mecânicos utilizados em PCH's se subdividem em :

- Turbinas hidráulicas;
- Equipamentos hidromecânicos;
 - Comportas;
 - Grades;
 - Válvulas borboleta;
- Equipamentos de elevação e transporte;
 - Pontes rolantes e talhas;
- Sistema de regulação;
 - Reguladores de velocidade;
 - Volantes de inércia.

4.1 - TURBINAS HIDRÁULICAS

Nas centrais hidráulicas as máquinas hidráulicas de fluxo são os elementos básicos; que consistem de um sistema hidromecânico composto de partes fixas e móveis no interior do qual escoam água com a finalidade de transformar uma forma de energia em outra.

Quando a energia disponível para transformação é a potencial a máquina hidráulica de fluxo a ser usada é a turbina hidráulica, que constitui um mecanismo transformador de energia, cujo princípio de funcionamento se baseia na mudança da quantidade de movimento do fluido operado (Equação de Euler).

As turbinas hidráulicas são constituídas por:

- Sistema Hidráulico Fixo de Palhetas ou Sistema Diretor ou Sistema Distribuidor - sua finalidade principal é transformar a energia potencial em energia cinética. Também tem a finalidade de orientar o escoamento e regular a vazão e, conseqüentemente, a potência;

- Sistema Hidromecânico Rotativo ou Sistema Rotor ou Sistema de Pás Móveis - sua finalidade é transformar a energia potencial em energia cinética e esta em trabalho mecânico.

Quanto ao tipo de energia que é transformada em energia mecânica no rotor, as turbinas hidráulicas são classificadas em turbinas de ação e turbinas de reação. A Norma Brasileira NBR 6445/1987 da ABNT as define como sendo :

- Turbina de reação : turbina em que a energia mecânica é obtida pela transformação das energias cinética e de pressão do fluxo d'água, através do rotor;
- Turbina de ação : turbina em que a energia mecânica é obtida pela transformação da energia cinética do fluxo d'água, através do rotor.

Quanto à direção do escoamento no interior do rotor, as turbinas hidráulicas são classificadas em :

- radiais (Francis lenta);
- axiais (Kaplan, Hélice, Tubular, Bulbo , Straflo);
- diagonais (Francis normal e rápida);
- tangencial (Pelton);
- fluxo cruzado (Michell-Banki).

Quanto às suas características de potência no eixo e vazão, as turbinas hidráulicas para PCH's são definidas pela Norma Brasileira NBR 9969/1987 da ABNT como aquelas cuja potência atingem até 5000 kW e cuja vazão não ultrapasse $10 \text{ m}^3/\text{s}$.

Quanto ao tipo, a mesma norma, NBR 9969/1987, classifica as turbinas hidráulicas em :

- bulbo;
- diagonal;

- Michell-Banki;
- Francis;
- Francis dupla;
- Francis gêmea;
- Hélice;
- jato inclinado;
- Pelton;
- Kaplan;
- tubular;
- tubular com gerador periférico ("straight-flow").

As turbinas de reação são do tipo Francis e axiais. As turbinas axiais podem ser de pás fixas ou de pás ajustáveis. As turbinas de ação são do tipo Pelton e Michell-Banki.

4.1.1.- TURBINAS FRANCIS

4.1.1.1. - PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS DA TURBINA

A turbina Francis surgiu do aperfeiçoamento feito em uma turbina Dowd, em 1847, pelo engenheiro inglês James Bicheno Francis. São consideradas turbinas de reação.

Nas turbinas Francis, o rotor fica internamente ao distribuidor, de modo que a água ao atravessá-lo muda sua direção de radial para axial. Pode ser do tipo lento (rotor estreito), normal e rápido (rotor largo).

São turbinas rigorosamente centrípetas e devem, na saída do rotor, ter um tubo para recuperar e conduzir a água até o canal de descarga ou fuga, tubo esse que recebe o nome de tubo de sucção ou de aspiração, ou ainda, tubo difusor ou recuperador.

O distribuidor das turbinas tipo Francis é constituído de um conjunto de

pás dispostas em volta do rotor e que podem ser orientadas por meio de um comando especial, de modo a darem, para cada valor da descarga, o ângulo mais conveniente de entrada da água no rotor, isto é, um escoamento com um mínimo de perdas hidráulicas.

É a turbina mais usada para quedas e vazões médias. Apresenta rendimento tão alto quanto mais alta for sua potência e seu grau de acabamento. Para baixas potências seu rendimento fica em torno de 77%, ao passo que para potências elevadas chega a ultrapassar 90%.

Segundo a Norma Brasileira NBR 10280/1988 da ABNT as turbinas Francis de rotor não duplo, utilizadas em PCH's, abrangem uma faixa de queda de 3 m a 200 m e uma faixa de vazão de $0,07 \text{ m}^3/\text{s}$ a $10 \text{ m}^3/\text{s}$, conforme mostra a Fig. 4.1.

As turbinas Francis utilizadas em aproveitamentos com quedas abaixo de 10m são as Francis de Caixa Aberta e em quedas acima de 10m são as Francis Espiral.

Estas turbinas podem ser posicionadas com o eixo na horizontal ou na vertical. Usa-se eixo horizontal para pequenas unidades, com a finalidade de facilitar a instalação e manutenção do gerador. As grandes unidades, normalmente, não são instaladas com eixo horizontal, pois acarretariam mancais muito caros ou problemáticos.

4.1.1.2 - FRANCIS CAIXA ABERTA

Utilizadas em aproveitamentos com quedas até 10m. Neste tipo a ausência do conduto forçado e da caixa espiral simplificam a concepção e diminuem o custo do equipamento.

A turbina é colocada num poço, ao qual vem ter a água conduzida em um canal de adução, havendo geralmente uma comporta ou adufa destinada a por a seco a turbina quando se pretende repará-la ou inspecioná-la.

Esse tipo de instalação aberta, também chamada de câmara aberta ou de

poço, é conveniente apenas para pequenas quedas e potências pequenas (até algumas centenas de kW).

É interessante ressaltar que quando a descarga aproveitável é grande e o desnível pequeno, há vantagem em utilizar-se um tubo de sucção curvo.

As turbinas Francis em instalação aberta, portanto com baixa queda, giram com número de rotações pequeno, o que obriga a montagem de um variador de velocidade (no caso um multiplicador de rotações) para realizar o acionamento de um alternador, que conseqüentemente, exige um maior espaço de casa de máquinas.

Este tipo de turbina apresenta rendimento inferior ao da turbina Francis com caixa espiral, devido às asperezas do concreto, que causam perdas por atrito, e ao direcionamento imperfeito do fluido para o distribuidor; apesar disto, seu custo é altamente compensador.

A Figura 4.2 esquematiza a turbina Francis Caixa Aberta disposta com o eixo horizontal e com o eixo vertical.

4.1.1.3 - FRANCIS ESPIRAL

Quando a queda é superior a 10 m, e às vezes até menos, é preferível encerrar a turbina numa caixa à qual vem a ter a água, conduzida em uma tubulação forçada.

Para quedas não muito grandes, em instalações de alguns mil kW, foram usadas caixas em chapas de aço para alojar a turbina, sendo estas instalações chamadas de turbina em caldeira. Mas em razão das elevadas perdas hidráulicas na caixa onde é alojada a turbina e a imperfeita condução da água ao distribuidor, houve a instalação de caixa com forma de caracol, voluta ou espiral.

Quando se trata de turbina pequena e queda média, a caixa pode ser de ferro fundido.

Habitualmente as turbinas Francis Espiral para PCH's têm o eixo disposto horizontalmente, devido às facilidades de instalação e manutenção.

Utilizando a Fig. 4.3, pode-se explicar seu funcionamento. A água chega através da tubulação (1), entra na caixa espiral, que a conduz suavemente para o rotor (4), sai do rotor e vai para o tubo de sucção (6), cuja função é recuperar a energia restante, devido à diferença de nível entre o eixo do rotor e o canal de fuga (11).

O controle da turbina em função da variação da carga é feita por um regulador (5), que, por meio de pistões hidráulicos, abre e fecha as pás diretrizes, permitindo uma maior ou menor vazão d'água em função da carga do gerador (9). As oscilações de carga são minimizadas pelo uso de um volante (8), cuja função é dar momento de inércia ao sistema turbina-gerador.

No caso de rejeição total de carga, isto é, cair a linha por um curto circuito no sistema, existe uma tendência da turbina disparar, que traduzido num aumento rápido da rotação, poderá atingir valores que põem em perigo a estrutura do conjunto turbina-gerador. Neste caso, além das pás diretrizes, é acionada a válvula borboleta (2), que fecha rapidamente. Causando o chamado golpe de aríete, que é traduzido em uma sobrepressão na tubulação. É este o motivo pelo qual se constroem os castelos d'água e chaminés de equilíbrio, cuja função é absorver os esforços oriundos da sobrepressão, evitando que atinjam a tubulação de adução, que geralmente não é dimensionada para suportar estes esforços.

4.1.1.4 - FRANCIS COM ROTOR DUPLO

A principal característica deste tipo de turbina é que devido à duplicidade do seu rotor, tem uma capacidade de engolimento, ou de vazão, maior.

O objetivo principal de seu emprego é evitar o uso de turbinas com rotor hélice ou Kaplan, cuja construção é delicada e seu custo alto.

4.1.1.5 - DIMENSIONAMENTO

O rotor da turbina Francis pode ser pré-dimensionado através de fórmula experimental (4.1), conforme dado em [1].

$$D_n = 0,3 \cdot (H_L)^{1/8} \cdot (Q)^{1/2} + \frac{1}{H_L} \quad (4.1)$$

Onde :

D_n = diâmetro interno na saída do rotor da turbina (m)

H_L = queda líquida nominal (m)

Q = descarga nominal (m^3/s)

Em função do diâmetro D_n pode-se pré-determinar as demais dimensões básicas para montagem da turbina, conforme indicado na Fig. 4.4, com a finalidade de se prever as dimensões da casa de máquinas e o posicionamento do conjunto turbina-gerador na mesma.

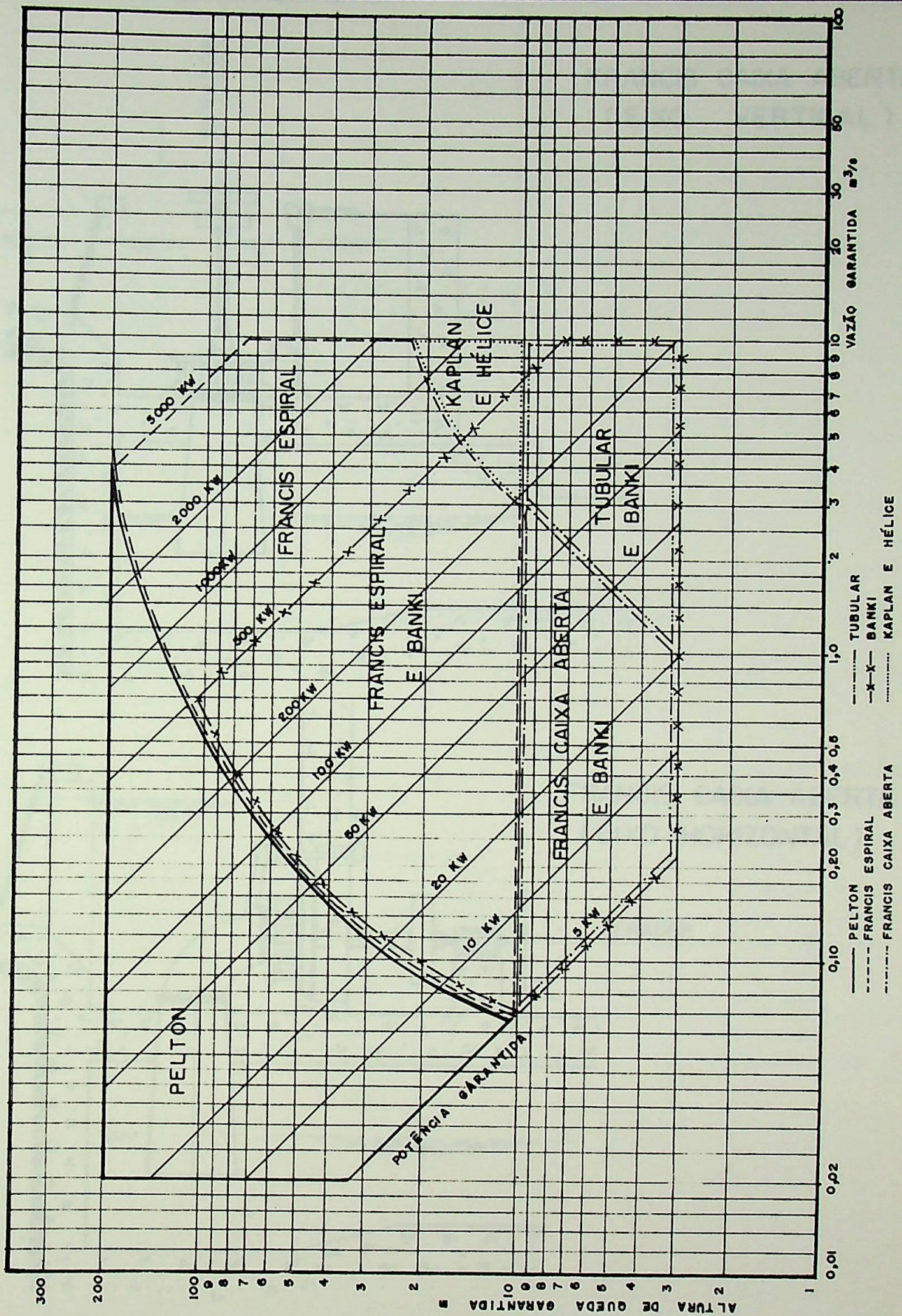
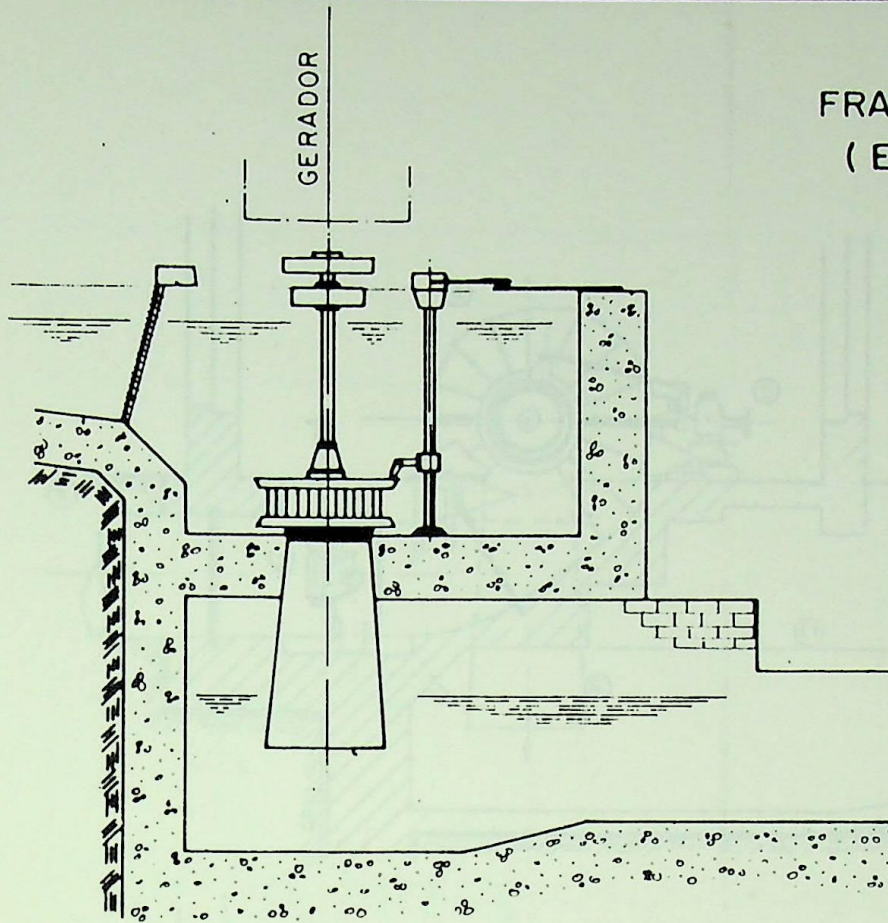
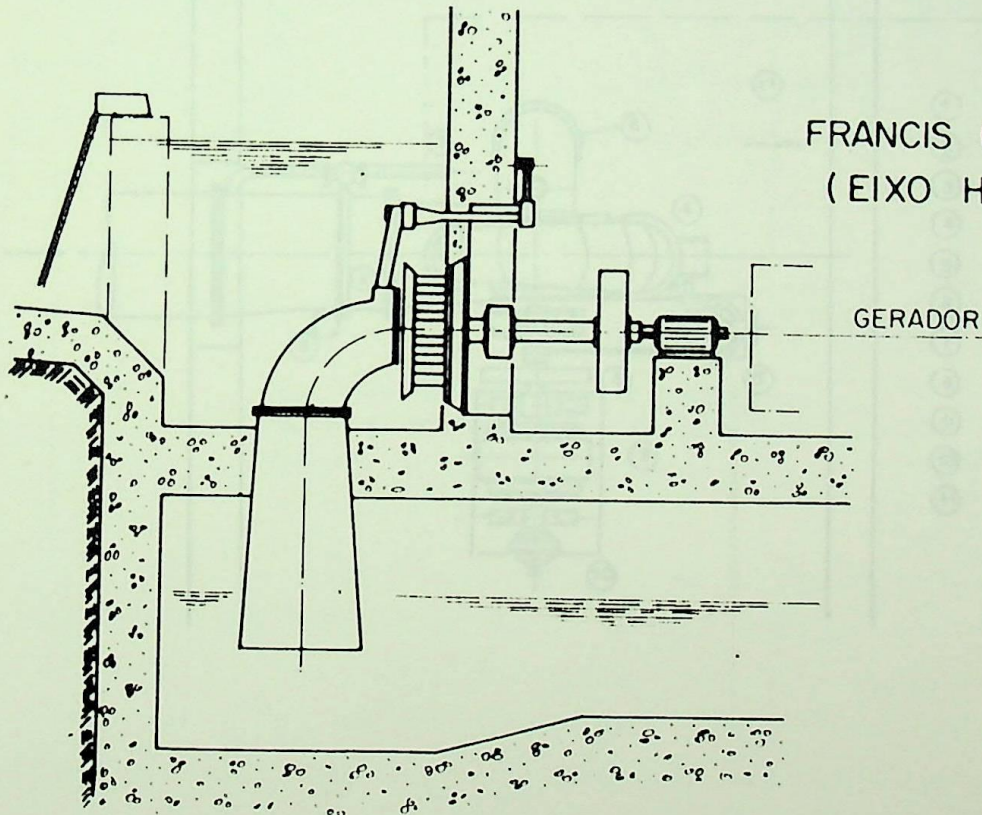


Figura 4.1 - Campo de Aplicação de Turbinas para PCH's

Fonte : NBR 10280/1988



FRANCIS CAIXA ABERTA
(EIXO VERTICAL)



FRANCIS CAIXA ABERTA
(EIXO HORIZONTAL)

Figura 4.2 - Turbina Francis Caixa Aberta

Fonte : Manual de PCH's DNAEE / ELETROBRÁS [1]

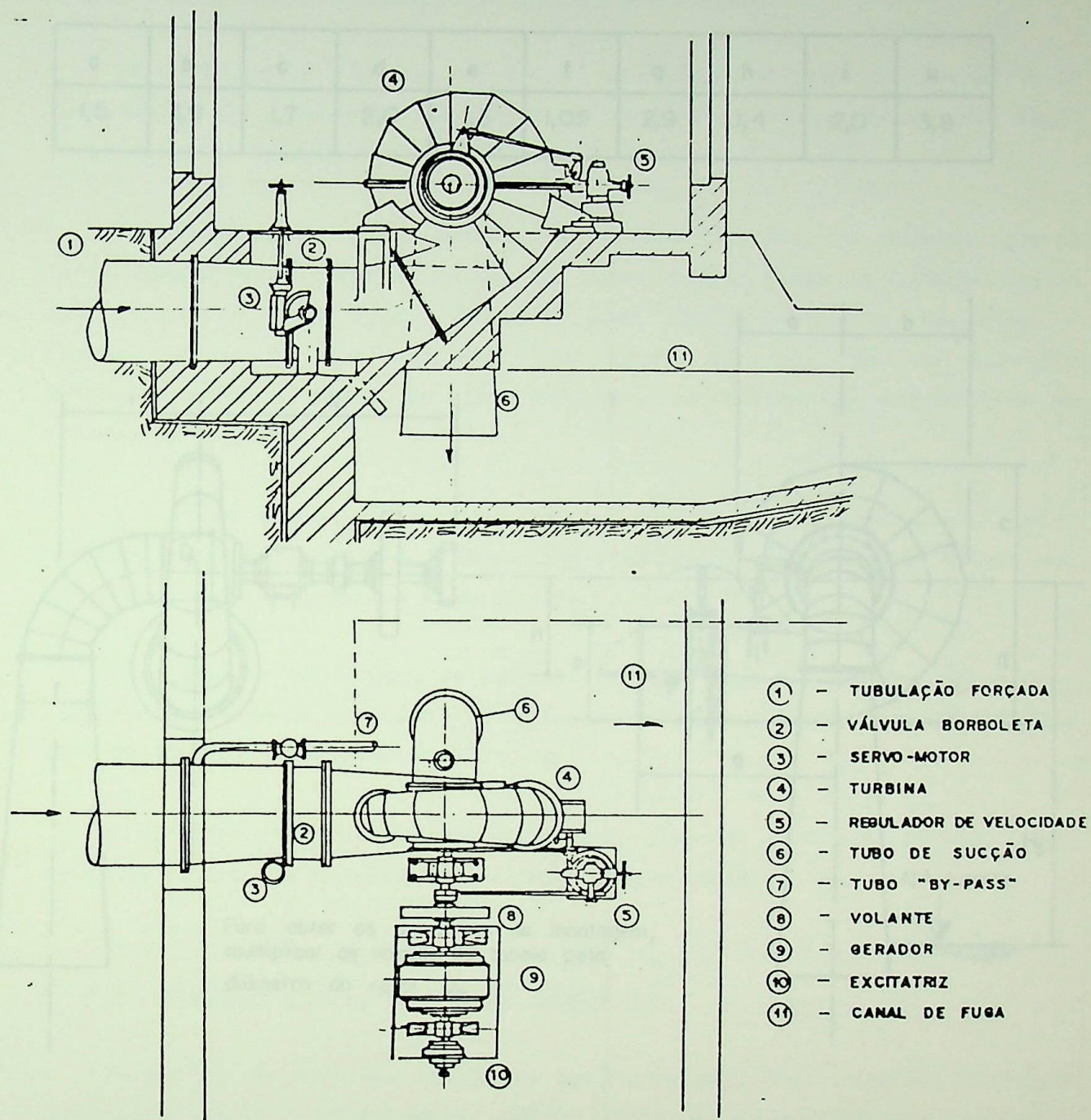


Figura 4.3 - Conjunto Turbina Francis Espiral, Regulador e Gerador

Fonte : Curso de Microcentrais Hidrelétricas - Proc. Práticos [5]

a	b	c	d	e	f	g	h	i	k
1,5	1,9	1,7	2,0	1,3	1,05	2,9	1,4	2,0	3,8

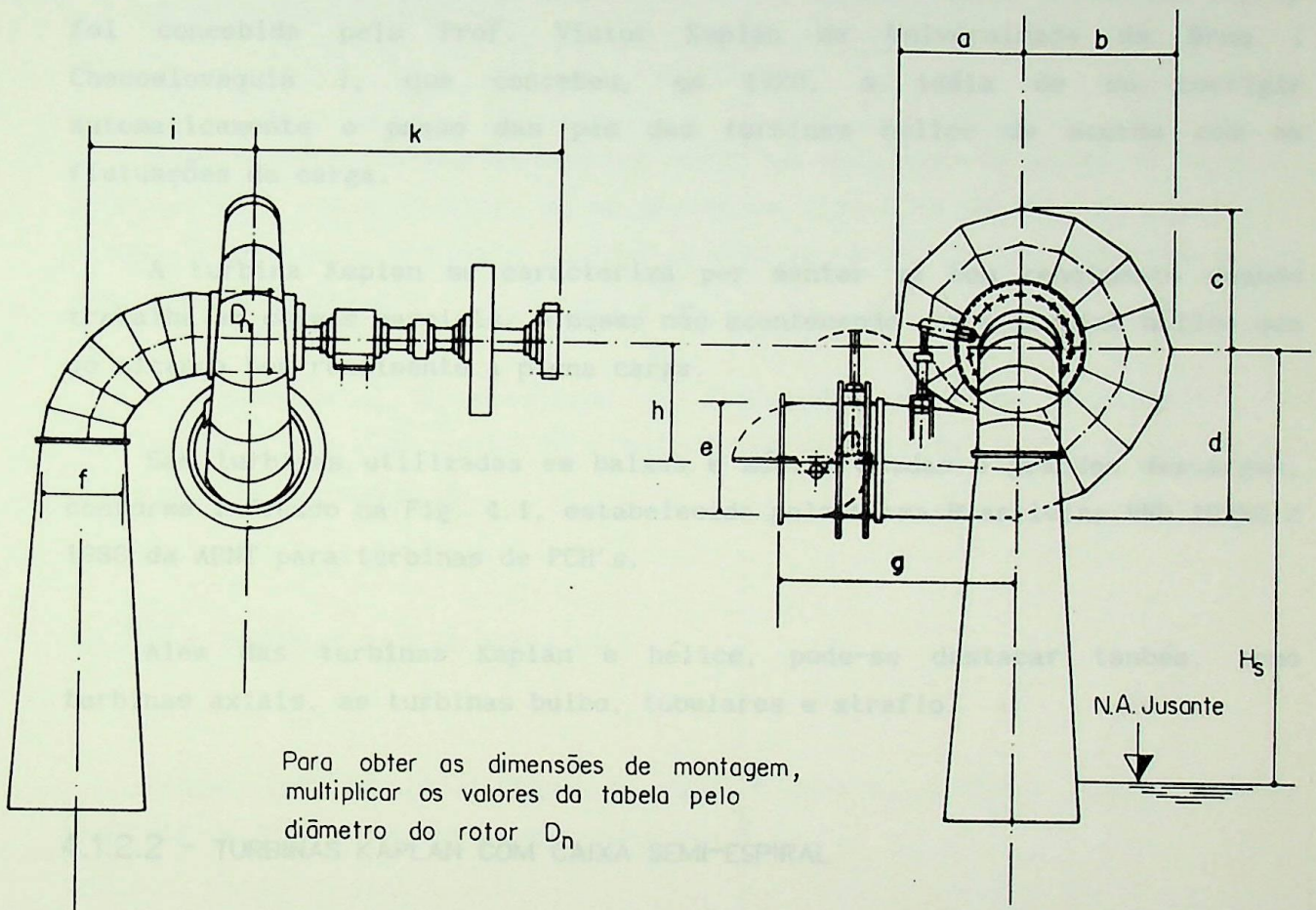


Figura 4.4 - Dimensões Básicas de Turbinas Francis

Fonte : Manual de PCH's DNAEE / ELETROBRÁS [1]

4.1.2 - TURBINAS AXIAIS

4.1.2.1 - PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS DAS TURBINAS AXIAIS

As turbinas hidráulicas de fluxo axial são turbinas de reação e de admissão total. Atualmente, há grande variedade de turbinas deste tipo, sendo os principais tipos as turbinas Hélice e as Kaplan.

A turbina hélice foi a primeira a ser desenvolvida, no primeiro quarto deste século, e se caracteriza por ter rotor de pás fixas. A turbina Kaplan foi concebida pelo Prof. Victor Kaplan da Universidade de Brno (Checoslovaquia), que concebeu, em 1920, a idéia de se corrigir automaticamente o passo das pás das turbinas hélice de acordo com as flutuações de carga.

A turbina Kaplan se caracteriza por manter um bom rendimento quando trabalha em cargas parciais, o mesmo não acontecendo com a turbina hélice que só alcança bom rendimento a plena carga.

São turbinas utilizadas em baixas e médias quedas e grandes descargas, conforme indicado na Fig. 4.1, estabelecida pela Norma Brasileira NBR 10280 / 1988 da ABNT para turbinas de PCH's.

Além das turbinas Kaplan e hélice, pode-se destacar também, como turbinas axiais, as turbinas bulbo, tubulares e straflo.

4.1.2.2 - TURBINAS KAPLAN COM CAIXA SEMI-ESPIRAL

Este tipo de turbinas tem pouca aplicação em PCH's, pois são turbinas caras para tal faixa de potência. São utilizadas em aproveitamentos com queda variável, nos quais deseja-se a regulação da potência fornecida. Em quedas inferiores a 15m só são recomendadas para potências superiores a 3000 kW, tendo em vista que unidades menores dificultam a fabricação do sistema de movimentação das pás do rotor. De uma maneira geral, o custo de fabricação de turbinas Kaplan é elevado. Sua instalação se faz com o eixo na posição vertical.

4.1.2.3 - DIMENSIONAMENTO PRELIMINAR

O diâmetro do rotor pode ser estimado através de (4.2) [1].

$$D_n = Q^{1/2} \cdot H_L^{1/4} \cdot \left(0,1 + \frac{0,4}{H_L^{1/2}} \right) \quad (4.2)$$

Onde :

D_n = diâmetro do rotor (m)

Q = vazão nominal (m^3/s)

H_L = queda líquida (m)

As dimensões básicas da turbina podem ser estimadas de posse do valor do diâmetro D_n , com o objetivo de se prever as dimensões da casa de máquinas e o posicionamento do conjunto turbina-gerador na mesma. A Fig. 4.5 esquematiza esse tipo de turbina.

É recomendável a instalação da linha de centro do distribuidor da turbina de 2,0 a 3,0m acima do nível mínimo de jusante, a fim de se evitar altos custos de escavação.

4.1.2.4 - TURBINAS KAPLAN TUBULARES

Nestas turbinas a condução da água é direta, desde a tomada d'água, mediante um tubo reto, tal que a admissão é total.

Este tipo de turbina tem sua faixa de aplicação compreendida de 2,0 a 18,0m de queda, com vazões relativamente altas, abrangendo potências de 50 a 5000 kW.

São instaladas com o eixo na posição horizontal ou inclinada. O gerador é instalado fora da tubulação, mediante eixo passante que atravessa o duto. Isto implica na mudança de direção do tubo de sucção, formando, assim, o "S".

Estas turbinas podem ter distribuidor móvel ou fixo, sendo que, no caso de distribuidor fixo, a partida e parada da unidade é assegurada por um órgão de segurança, geralmente uma comporta vagão localizada na seção de saída do tubo de sucção, ou em alguns casos, uma válvula borboleta. É evidente que com distribuidor móvel a eficiência da turbina é bem maior, conforme mostra a Fig. 4.7.

Requerem menor volume de escavações que as de caixa semi-espiral; conseqüentemente, reduzem as dimensões das obras civis e simplificam o arranjo geral da central.

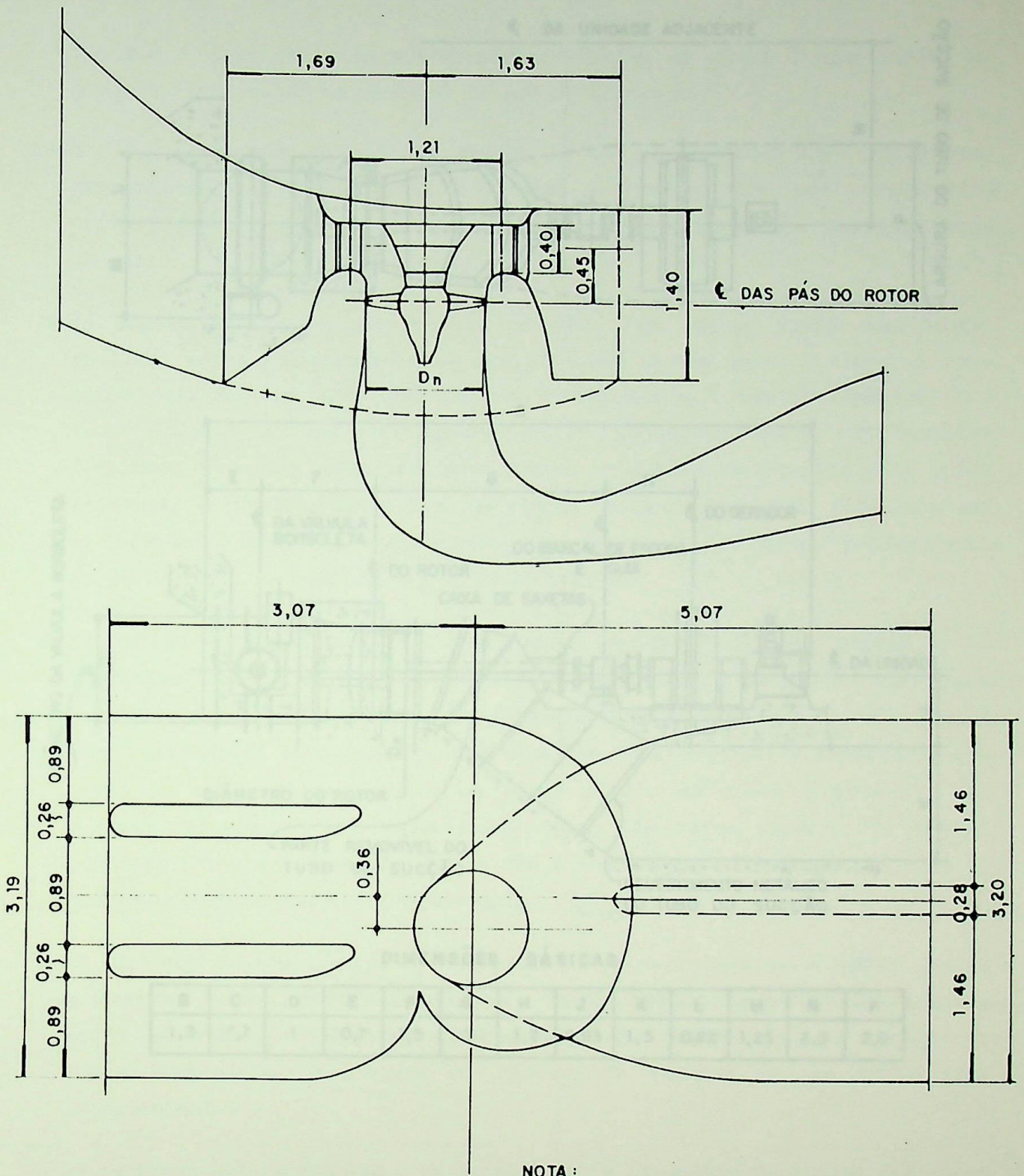
O pré-dimensionamento desta turbina pode ser feito através do cálculo de D_n , conforme expressão (4.2), e com este valor estima-se as demais dimensões, de acordo com a Fig. 4.6, com a finalidade de se prever as dimensões da casa de máquinas e o posicionamento do conjunto turbina-gerador na mesma.

4.1.2.5 - TURBINAS HÉLICE

São turbinas axiais onde as pás do rotor são fixas e o distribuidor pode ter pás fixas ou móveis. Podem apresentar-se sob a forma tubular ou com caixa semi-espiral. Ambos os tipos têm o mesmo campo de aplicação e instalação análoga às das turbinas Kaplan de tipo correspondente, em aproveitamentos com queda constante.

A regulação da potência é feita através de abertura e fechamento do distribuidor, da mesma forma que nas turbinas Francis, quando este é móvel. Quando o distribuidor possui pás fixas, este tipo de turbina só é aplicável em aproveitamentos com vazão e queda pouco variáveis e sua eficiência é a mais baixa, se comparada com os outros tipos já descritos, conforme Fig. 4.7.

O pré-dimensionamento deste tipo de turbina é análogo ao das turbinas Kaplan de tipo correspondente.



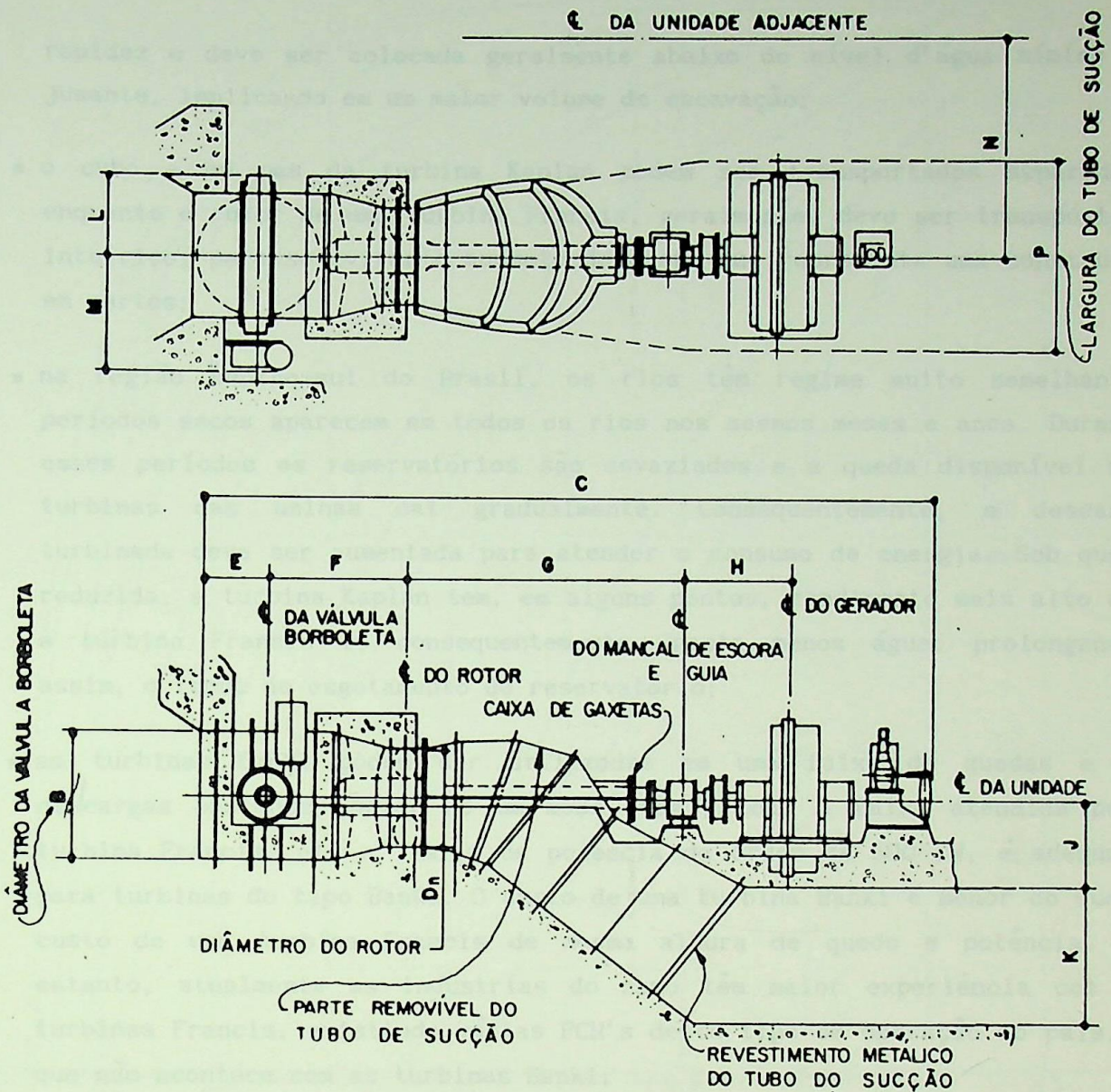
NOTA :

PARA OBTER AS DIMENSÕES REAIS, MULTIPLICAR OS VALORES INDICADOS PELO DIÂMETRO DO ROTOR D_n .

TURBINA KAPLAN
COM CAIXA SEMI-ESPIRAL

Figura 4.5 - Dimensões Básicas de Turbinas Kaplan

Fonte : Manual de PCH's DNAEE / ELETROBRÁS [1]



DIMENSÕES BÁSICAS

B	C	D	E	F	G	H	J	K	L	M	N	P
1,3	7,7	1	0,7	1,5	3	1,2	0,93	1,5	0,82	1,25	2,5	2,0

NOTA:

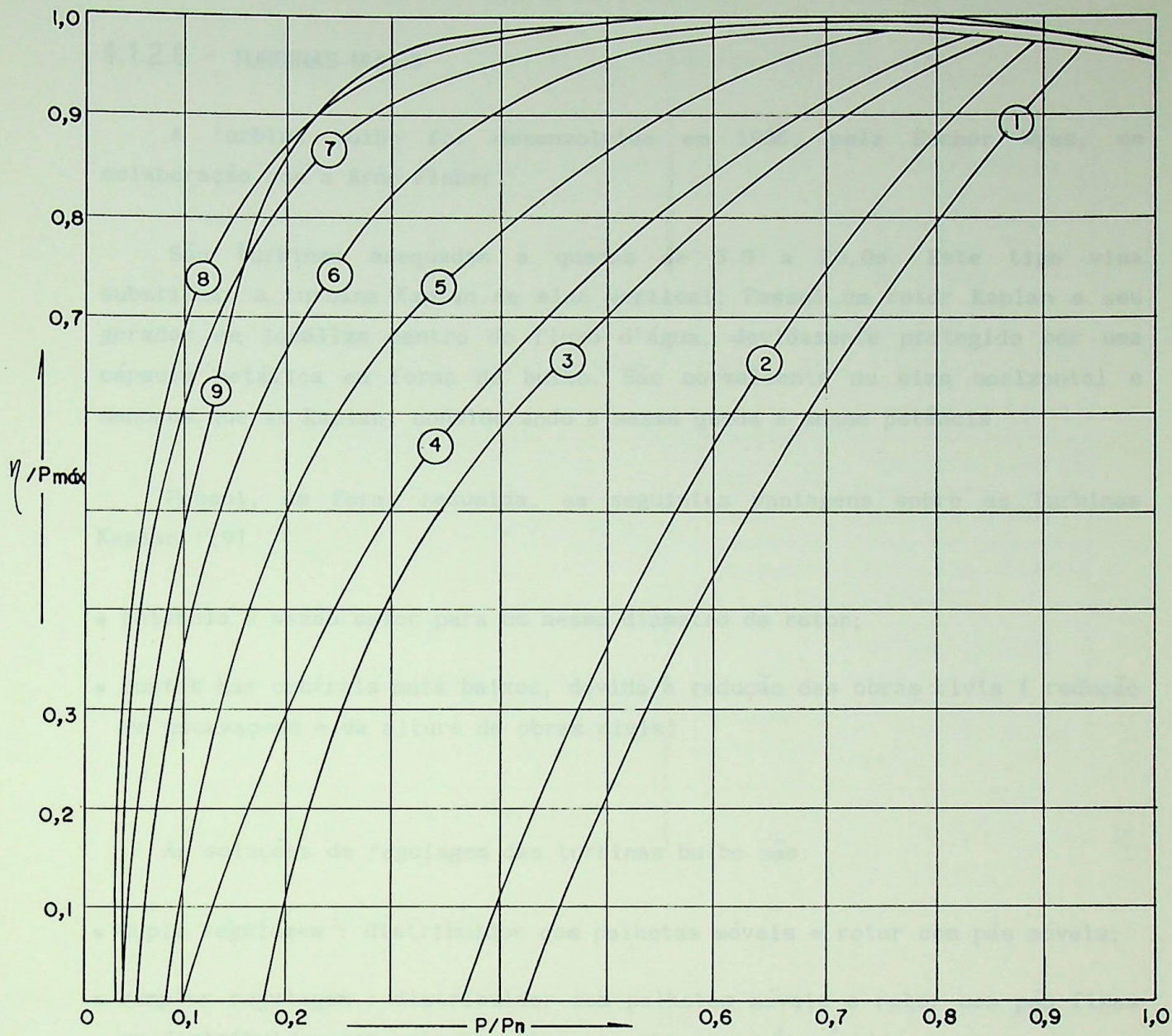
PARA OBTER AS DIMENSÕES REAIS, MULTIPLICAR OS VALORES DA TABELA, PELO DIÂMETRO DO ROTOR.

Figura 4.6 - Dimensões Básicas de Turbinas Tubulares de Tipo "S"

Fonte : Manual de PCH's DNAEE / ELETROBRÁS [1]

rapidez e deve ser colocada geralmente abaixo do nível d'água mínimo de jusante, implicando em um maior volume de escavação;

- o cubo e as pás da turbina Kaplan podem ser transportados separados, enquanto o rotor de uma turbina Francis, geralmente, deve ser transportado inteiro, para se evitar o aumento do custo que representa uma construção em partes;
- na região centro-sul do Brasil, os rios têm regime muito semelhante; períodos secos aparecem em todos os rios nos mesmos meses e anos. Durante esses períodos os reservatórios são esvaziados e a queda disponível nas turbinas das usinas cai gradualmente. Conseqüentemente, a descarga turbinada deve ser aumentada para atender o consumo de energia. Sob queda reduzida, a turbina Kaplan tem, em alguns pontos, rendimento mais alto que a turbina Francis e, conseqüentemente, gasta menos água, prolongando, assim, o tempo de esgotamento do reservatório;
- as turbinas Banki podem ser utilizadas em uma faixa de quedas e de descargas bastante ampla. De um modo geral, toda a faixa atendida pela turbina Francis, até o limite de potência da ordem de 500 kW, é adequada para turbinas do tipo Banki. O custo de uma turbina Banki é menor do que o custo de uma turbina Francis de mesma altura de queda e potência. No entanto, atualmente as indústrias do ramo têm maior experiência com as turbinas Francis, existindo várias PCH's deste tipo em operação no país, o que não acontece com as turbinas Banki;
- as turbinas Pelton são muito utilizadas em aproveitamentos de altas quedas e pequenas vazões, pois nestes casos o rotor Francis apresentaria passagens muito estreitas, de difícil acabamento, o que resulta em uma turbina de baixo rendimento. O sistema de conchas da turbina Pelton evita esse inconveniente;
- as turbinas axiais tubular e bulbo reduzem as dimensões verticais das obras civis e as escavações, devido à disposição horizontal, ou inclinada, de seu eixo;
- o tubo reto de alimentação e de sucção das turbinas tubular e bulbo reduz ao mínimo as perdas de carga no fluxo;



- ① Hélice com distribuidor fixo
- ② Hélice com distribuidor regulável
- ③ Kaplan com distribuidor fixo
- ④ Francis rápida
- ⑤ Francis normal
- ⑥ Francis lenta
- ⑦ Pelton
- ⑧ Michell - Banki
- ⑨ Kaplan com distribuidor regulável

Figura 4.7 - Campo de Funcionamento das Turbinas com Rotação e Altura de Queda Constantes

Fonte : Curso de Turbinas Hidráulicas e Reguladores de Velocidade [6].

4.1.2.6 - TURBINAS BULBO

A turbina bulbo foi desenvolvida em 1936, pela Escher Wyss, em colaboração com a Arno Fisher.

São turbinas adequadas a quedas de 3,0 a 20,0m. Este tipo visa substituir a turbina Kaplan de eixo vertical. Possui um rotor Kaplan e seu gerador se localiza dentro do fluxo d'água, devidamente protegido por uma cápsula metálica em forma de bulbo. São normalmente de eixo horizontal e menores que as Kaplan, considerando a mesma queda e mesma potência.

Possui, de forma resumida, as seguintes vantagens sobre as turbinas Kaplan : [9]

- potência e vazão maior para um mesmo diâmetro de rotor;
- custos das centrais mais baixos, devido à redução das obras civis (redução de escavações e da altura de obras civis).

As soluções de regulagem das turbinas bulbo são:

- dupla regulagem : distribuidor com palhetas móveis e rotor com pás móveis;
- simples regulagem : distribuidor com palhetas móveis e rotor com pás fixas ou distribuidor com palhetas fixas e rotor com pás móveis;
- sem regulagem : distribuidor com palhetas fixas e rotor com pás fixas.

A Tabela 4.1 mostra a comparação entre os vários tipos de regulagem.

Tabela 4.1 - Tipos de Regulagem das Turbinas Bulbo

Tipo de Regulagem	Energia Produzida	Custo	Comentários
<i>Distribuidor móvel</i> <i>Pás móveis</i> (DM.PM)	100 %	100 %	<i>Operação suave para toda faixa de quedas</i>
<i>Distribuidor móvel</i> <i>Pás fixas</i> (DM.PF)	94 % - 96 %	93% - 95%	<i>Operações em condições transitórias muito ruins. Manutenção fácil.</i>
<i>Distribuidor fixo</i> <i>Pás móveis</i> (DF.PM)	97 % - 98 %	85% - 87% (com comporta jusante)	<i>Comporta jusante necessária. Menos esforços transmitidos ao concreto (não tem distribuidor).</i>
<i>Distribuidor fixo</i> <i>Pás fixas</i> (DF.PF)	<i>Boa somente para a queda e vazão consideradas.</i>	75 % (com comporta jusante)	<i>Válido somente para projetos com variações de queda e vazão pequenas.</i>

Fonte : Catálogo da Mecânica Pesada S.A. - Abril/89 [9]

4.1.3 - TURBINAS MICHELL-BANKI

4.1.3.1 - PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS DA TURBINA

A turbina Michell-Banki, também conhecida como turbina de fluxo-cruzado, fluxo-transversal ou Michell-Osberger, inicialmente foi idealizada pelo engenheiro australiano A. G. Michell, que patenteou o duplo efeito em 1903, na Inglaterra. Entre 1917 e 1919 o professor húngaro Dánot Banki publicou artigos em revistas relatando pesquisas desenvolvidas e os resultados obtidos com este tipo de turbina. Sua fabricação iniciou-se na Hungria e, posteriormente, em 1922, a Osberger Turbinenfabrik, na Alemanha, iniciou sua fabricação.

Após a década de 70 o interesse por este tipo de turbina aumentou, pois apesar de ser uma máquina de baixo rendimento, atende de forma econômica

pequenos potenciais.

Seu funcionamento pode ser descrito como segue (Fig. 4.8) [7] :

- a água oriunda da tubulação forçada (1), passa por uma peça que muda a seção de circular para retangular (2), entra no injetor (3), que possui uma pá diretriz (4); em seguida, entra no rotor (5), passando por suas pás fixas e entra em seu interior, circula livremente até incidir novamente nas pás, daí saindo para o canal de fuga, livremente ou através do tubo de sucção (6). No caso do uso deste último, devido ao arraste do ar do interior da carcaça (7), faz-se necessário usar uma válvula de entrada de ar (8), que supri o interior da turbina de ar suficiente para manter constante o nível de jusante.

Dentre suas vantagens, pode-se destacar :[8]

- simplicidade construtiva, poucas peças móveis, facilitando a manutenção;
- facilidade de instalação, diminuindo os custos das obras civis;
- apresenta custos iniciais inferiores aos outros tipos de turbinas usadas em centrais de baixa queda;
- a mesma turbina pode trabalhar em várias situações de queda e vazão, permitindo a sua padronização, conseqüentemente diminuindo os custos de fabricação;
- adapta-se a tubos de sucção.

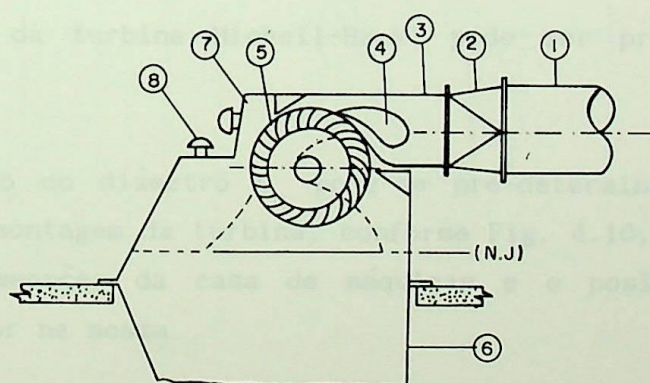


Figura 4.8 - Turbina Michell-Banki ou Fluxo Cruzado

Fonte : Referência [7]

Devido à suas características específicas, esta turbina cobre o campo das turbinas tipo Pelton 2 jatos até a Francis normal. É classificada como uma máquina de ação, mas apresenta características de reação na primeira passagem pelo rotor.

Apesar do rendimento apresentado, entre 0,60 e 0,80, ser inferior aos das outras turbinas, a Michell-Banki trabalha sob condições ideais de funcionamento, mesmo se funcionando a cargas parciais.

A faixa de operação da turbina Michell-Banki é muito ampla, atingindo quedas próximas a 200m e descargas de poucos litros por segundo (10 l/s). Aplica-se adequadamente a aproveitamentos hidrelétricos de pequenas potências até potências da ordem de 500 kW ou um pouco mais. [1]

Possui inconveniente na utilização em quedas inferiores a 10m por ter que trabalhar com velocidade de rotação baixa (abaixo de 200 rpm), pois necessita de multiplicador de velocidade, habitualmente feita por meio de correias.

A Figura 4.1 mostra o campo de aplicação das turbinas Michell-Banki para PCH's, conforme o estabelecido pela Norma Brasileira NBR 10.280/1988 da ABNT.

4.1.3.2 - DIMENSIONAMENTO PRELIMINAR

O rotor da turbina Michell-Banki pode ser pré-dimensionado conforme Fig. 4.9.

Em função do diâmetro D_n pode-se pré-determinar as demais dimensões básicas para montagem da turbina, conforme Fig. 4.10, com a finalidade de se prever as dimensões da casa de máquinas e o posicionamento do conjunto turbina-gerador na mesma.

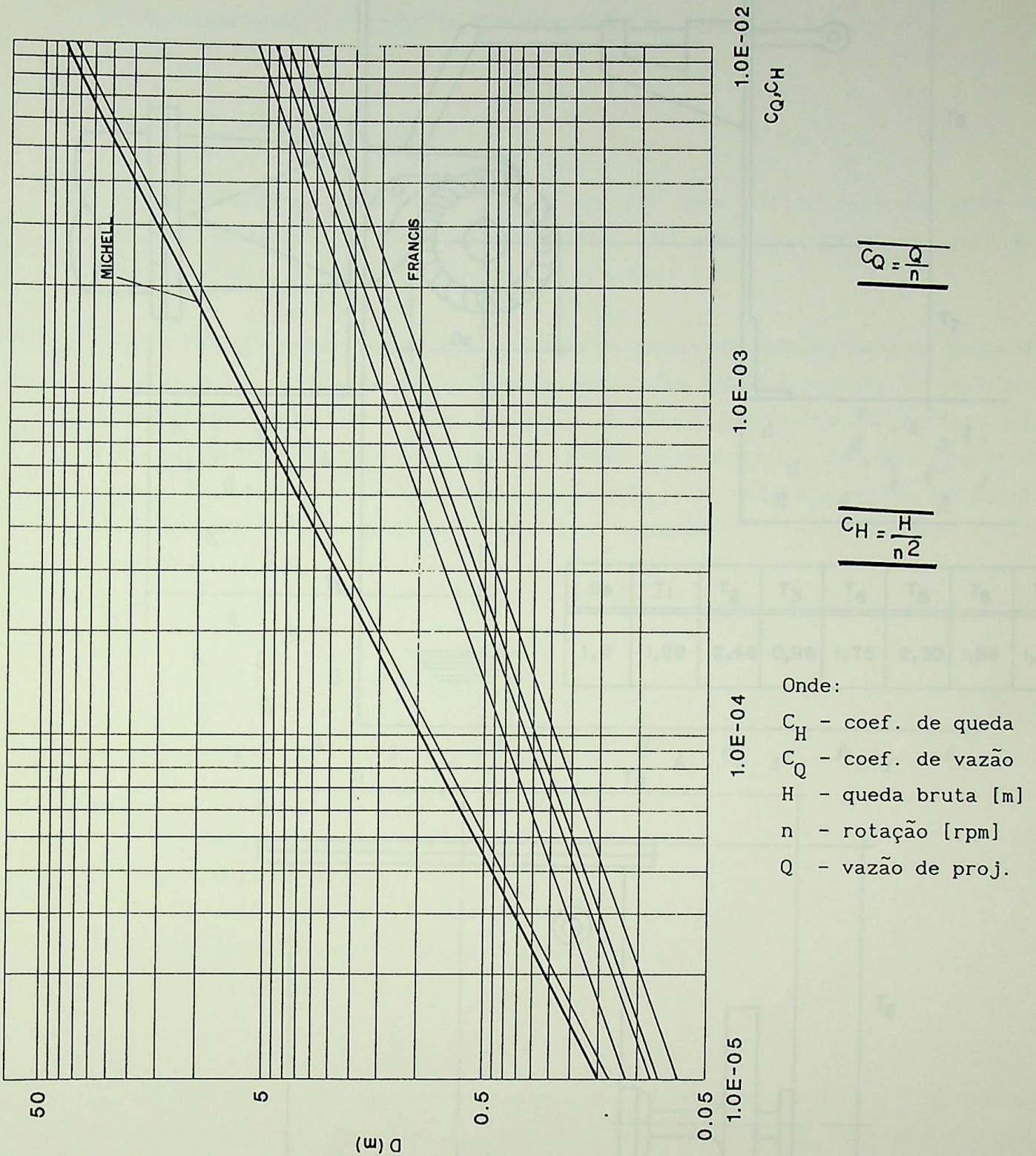


Figura 4.9 - Determinação do diâmetro médio do rotor da turbina Michell-Banki

Fonte : Referência [5]

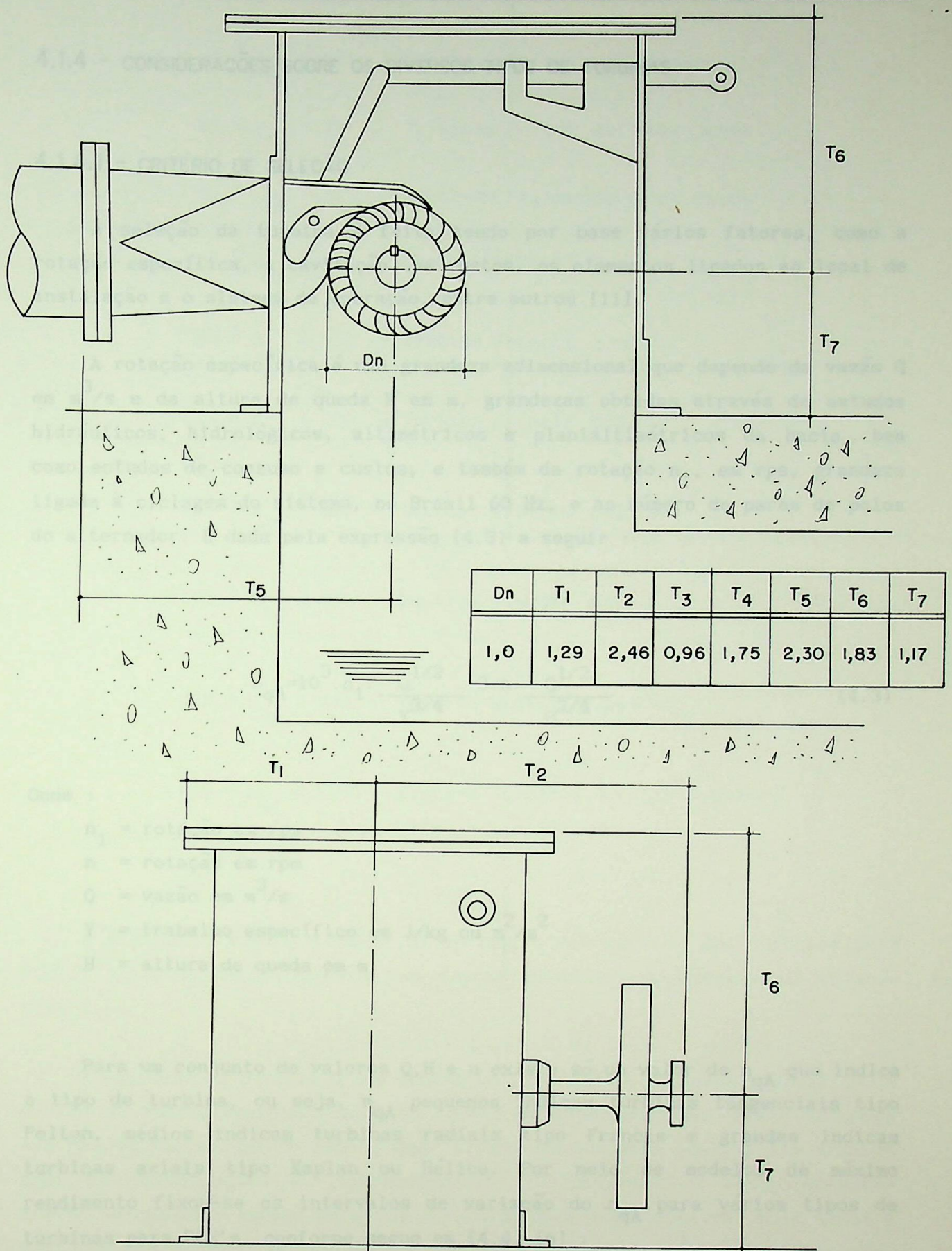


Figura 4.10 - Turbina Michell-Banki - Dimensões Básicas

Fonte : Referência [5]

4.1.4 - CONSIDERAÇÕES SOBRE OS DIVERSOS TIPOS DE TURBINAS

4.1.4.1 - CRITÉRIO DE SELEÇÃO

A seleção da turbina é feita tendo por base vários fatores, como a rotação específica, a cavitação, os custos, os elementos ligados ao local de instalação e o sistema de operação, entre outros [11].

A rotação específica é uma grandeza adimensional que depende da vazão Q em m^3/s e da altura de queda H em m , grandezas obtidas através de estudos hidráulicos, hidrológicos, altimétricos e planialtimétricos da bacia, bem como estudos de consumo e custos; e também da rotação n_1 , em rps, grandeza ligada à ciclagem do sistema, no Brasil 60 Hz, e ao número de pares de polos do alternador. É dada pela expressão (4.3) a seguir :

$$n_{qA} = 10^3 \cdot n_1 \cdot \frac{Q^{1/2}}{Y^{3/4}} = 3 \cdot n \cdot \frac{Q^{1/2}}{H^{3/4}} \quad (4.3)$$

Onde :

n_1 = rotação em rps

n = rotação em rpm

Q = vazão em m^3/s

Y = trabalho específico em J/kg ou m^2/s^2

H = altura de queda em m

Para um conjunto de valores Q, H e n existe só um valor de n_{qA} que indica o tipo de turbina, ou seja, n_{qA} pequenos indicam turbinas tangenciais tipo Pelton, médios indicam turbinas radiais tipo Francis e grandes indicam turbinas axiais tipo Kaplan ou Hélice. Por meio de modelos de máximo rendimento fixou-se os intervalos de variação do n_{qA} para vários tipos de turbinas para PCH's, conforme segue em (4.4) [6] :

$5 \leq n_{qA} \leq 30$	- Turbinas Pelton de um jato	
$25 \leq n_{qA} \leq 42$	- Turbinas Pelton de dois jatos	
$40 \leq n_{qA} \leq 52$	- Turbinas Pelton de três jatos	
$50 \leq n_{qA} \leq 180$	- Turbina Michell-Banki	
$50 \leq n_{qA} \leq 150$	- Turbina Francis lenta	
$140 \leq n_{qA} \leq 230$	- Turbina Francis normal	(4.4)
$250 \leq n_{qA} \leq 400$	- Turbina Francis rápida	
$150 \leq n_{qA} \leq 550$	- Turbina Francis dupla	
$250 \leq n_{qA} \leq 900$	- Turbina Kaplan e Hélice	
$600 \leq n_{qA} \leq 1200$	- Turbina Hélice e Kaplan tubular, bulbo e periférica	

A Fig. 4.11 mostra o campo de aplicação dos rotores das turbinas para PCH's, tratadas neste capítulo, em função da altura de queda e da rotação específica.

O fenômeno da cavitação que ocorre no interior de sistemas hidráulicos é devido ao aparecimento de recintos cheios de vapor e gases. Neste fenômeno são produzidas bolhas de vapor, que são arrastadas pelo líquido até lugares onde a pressão é maior, condensando-se violentamente. O desaparecimento destas bolhas abre espaço para que o líquido nele seja impelido. Esta troca é feita em força oscilatória de frequência próxima de 10^4 s^{-1} , ocasionando choque contra as paredes, causando a desagregação do material, provocando a

erosão cavital. A cavitação é acompanhada de vibrações e ruídos, sendo violenta a queda das características da máquina [11].

Para que não haja cavitação é necessário que não seja ultrapassada uma altura máxima de sucção para a instalação da turbina. Esta altura de sucção é a distância entre o eixo da turbina e o nível de jusante e é dada pela expressão (4.5) [12] :

$$h_s \text{ max} = 10 - 0,00122 \cdot H_b - \sigma_{\text{min}} \cdot H_L \quad (4.5)$$

Onde :

H_b = altitude do nível do canal de descarga em m

H_L = queda líquida em m

$h_s \text{ max}$ = altura máxima de sucção, medida vertical do nível de jusante até o eixo geométrico da turbina para instalações de eixo horizontal, até a altura média da palheta do distribuidor para turbinas Francis de eixo vertical, até a altura média das pás do rotor para turbinas Hélice-Kaplan de eixo vertical, dada em metros

σ_{min} = coeficiente de cavitação de Thoma. Este coeficiente limita a altura de sucção das turbinas de reação, sendo fornecido pelas expressões :

$$\sigma_{\text{min}} = 0,025 \cdot (1 + 10^{-4} \cdot n_{qA}^2) \quad [\text{ para turbinas Francis }]$$

(4.6)

$$\sigma_{\text{min}} = 3,25 \cdot 10^{-6} \cdot n_{qA}^2 - 1,65 \cdot 10^{-3} \cdot n_{qA} + 0,549$$

[para turbinas hélice, Kaplan ou tubular]

A determinação dos parâmetros básicos preliminares para seleção da turbina é feita conforme estabelece a Norma Brasileira NBR 10.280/1988 da ABNT, como segue :

- altura de queda líquida ou nominal ou garantida (H_L) - é a altura de queda bruta (H_g) deduzida da perda de carga hidráulica total (H_t), como em (4.7)

$$H_L = H_g - H_t \quad (4.7)$$

Para o cálculo da perda de carga (H_t), em pré-dimensionamento, pode-se usar as expressões (4.8), (4.9) ou (4.10) seguintes :

- Para aproveitamentos em que a casa de força diste de até 80 m em planta da tomada d'água, pode-se adotar que a perda hidráulica corresponda a 3% da queda bruta, sendo assim :

$$H_L = H_g - 0,03 H_g = 0,97 H_g \quad (4.8)$$

- Para aproveitamentos em que tal distância estiver compreendida entre 80 m e 320 m, adotar para perda de carga hidráulica total 4% da altura de queda bruta, sendo assim :

$$H_L = H_g - 0,04 H_g = 0,96 H_g \quad (4.9)$$

- Para o caso de distância compreendida entre 320 m e 800 m, considerar a perda de carga hidráulica total como sendo 5% da altura de queda bruta, sendo assim :

$$H_L = H_g - 0,05 H_g = 0,95 H_g \quad (4.10)$$

A potência do aproveitamento pode ser determinada por (4.11)

$$P = 9,81 \cdot \eta_t \cdot \eta_g \cdot Q \cdot H_L \quad (4.11)$$

Onde :

P = potência do aproveitamento em kW

Q = vazão de projeto em m^3/s

H_L = altura de queda líquida em m

η_t = rendimento da turbina

η_g = rendimento do gerador

Para uma estimativa preliminar pode ser empregado como valor referência $\eta_t = 0,75$ e $\eta_g = 0,95$.

Para facilitar a visualização dos diversos parâmetros calculados que contribuem para a seleção do tipo de turbina, pode-se montar a Tabela 4.2 [12].

Tabela 4.2 - Parâmetros para seleção do tipo de turbina

z_p	n	n_{qA}	σ_{\min}	$h_{s\max}$
-	rpm	-	-	m
2	3.600			
4	1.800			
⋮	⋮			
12	600			

Onde :

z_p = número de pólos do alternador em 60 ciclos. Fixa-se, inicialmente, máximo de 12 pólos, que corresponde uma rotação de 600 rpm para ligação direta turbina-alternador. Caso seja necessário uma rotação menor para a turbina, deverá ser feito um estudo de custos que indicará a conveniência ou não de ser usado um sistema de amplificação de velocidade entre a turbina e o gerador.

n = rotação da turbina em rpm

n_{qA} = velocidade específica calculada por (4.3)

σ_{\min} = coeficiente de cavitação de Thoma calculado por (4.6), conforme o tipo de turbina já pré-selecionado com os valores de Q e H_L na Fig. 4.1.

$h_{s\max}$ = altura máxima de sucção em m calculado por (4.5)

Cabe lembrar que os princípios técnicos que direcionam a solução são :

- maior rotação possível para a turbina de modo que as dimensões do grupo sejam as menores possíveis;
- trabalho isento de cavitação em toda a faixa de carga da turbina.

De posse do tipo de turbina selecionado, calcula-se preliminarmente o diâmetro do rotor através das expressões (4.1) ou (4.2) e determina-se, através deste diâmetro, as demais dimensões com a utilização das Figuras 4.4, 4.5, 4.6, 4.9 e 4.10.

Com estes elementos podemos esquematizar a turbina, escolher regulador e gerador, bem como obter as dimensões principais da casa de máquinas e canal de fuga.

4.1.4.2 - CONSIDERAÇÕES PARA A ESCOLHA

Além do campo de aplicação, diversas considerações devem ser levadas em conta na escolha do tipo de turbina, como por exemplo:

- a turbina Francis é mais rápida, conseqüentemente correspondendo a um gerador menor e mais barato e a um comprimento de casa de força menor;
- a turbina Francis pode aproveitar completamente a queda, mesmo com variação do nível d'água de jusante, ao passo que a parte mais baixa do rotor Pelton deve ficar acima do nível máximo de enchente. Assim, nos rios com nível de jusante muito variável, perde-se queda durante a maior parte do ano, quando o nível d'água está mais baixo;
- na zona de queda entre 15 e 80 m, tanto turbinas Francis quanto Kaplan podem ser projetadas; abaixo desse limite, atualmente são empregadas quase que exclusivamente turbinas Kaplan. A turbina Kaplan é mais cara, mas tem a seguinte vantagem : a velocidade é maior, portanto o gerador é mais barato;
- a turbina Kaplan é mais sensível quanto à cavitação, por causa da maior

- as turbinas bulbo e tubular demandam, no seu projeto e na sua construção, uma grande capacidade de engenharia e alta tecnologia de materiais, implicando em custos elevados;
- as turbinas bulbo e tubular têm a desvantagem de serem de baixa velocidade, sendo necessário o uso de multiplicador de velocidade para empregar geradores padronizados;
- o sistema de regulagem das turbinas tubular e bulbo é bastante complicado, são regulados o distribuidor e o rotor, caso de dupla regulagem, o distribuidor ou o rotor, caso de simples regulagem, e nenhum deles, caso de nenhuma regulagem. Evidentemente, quanto maior o nível de regulagem maior o custo da unidade;
- as turbinas bulbo são mais caras devido ao gerador de projeto especial [10].

4.1.4.3 - CURVAS DE RENDIMENTO

A figura 4.7 mostra o campo de funcionamento para os diversos tipos de turbina.

Examinando essas curvas, verifica-se que as turbinas Pelton são mais vantajosas que as Francis e, dentre essas, apresentam certa superioridade as de pequena velocidade específica, tendo em vista sua forma mais achatada, o que significa maior amplitude de variação da descarga com bom rendimento.

A possibilidade que tem as turbinas Kaplan e as de tipo similar de mover as pás do distribuidor, adaptando o ângulo de inclinação das mesmas ao valor da descarga, dá a esse tipo de turbinas as melhores curvas características, isto é, tornam-nas muito achatadas.

O rendimento de uma determinada turbina é uma grandeza variável, que depende tanto da vazão como da queda. É necessária sua correta avaliação em toda faixa de utilização da turbina, para a estimativa da energia anual produzida pela instalação.

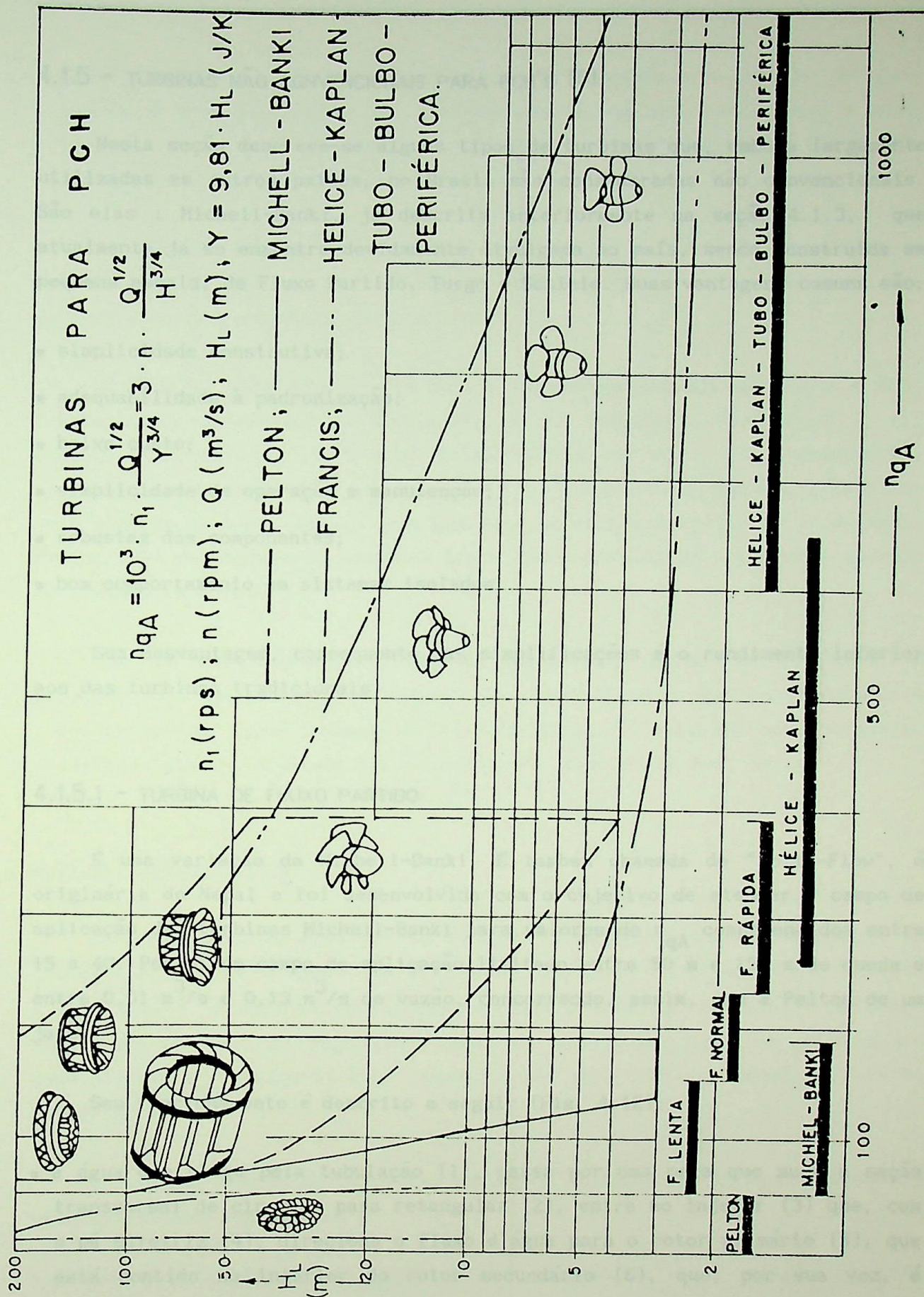


Figura 4.11 - Campo de Aplicação de turbinas para PCH's

4.1.5 - TURBINAS NÃO CONVENCIONAIS PARA PCH'S [5]

Nesta seção descreve-se alguns tipos de turbinas que, embora largamente utilizadas em outros países, no Brasil são consideradas não convencionais. São elas : Michell-Banki, já descrita anteriormente na seção 4.1.3, que atualmente já se encontra devidamente divulgada no país, sendo construída em pequena escala, de Fluxo Partido, Turgo e Schiele. Suas vantagens comuns são:

- simplicidade construtiva;
- adequabilidade à padronização;
- baixo custo;
- simplicidade de operação e manutenção;
- robustez dos componentes;
- bom comportamento em sistemas isolados.

Sua desvantagem, conseqüente das simplificações é o rendimento inferior aos das turbinas tradicionais.

4.1.5.1 - TURBINA DE FLUXO PARTIDO

É uma variação da Michell-Banki. É também chamada de "Split-Flow", é originária do Nepal e foi desenvolvida com o objetivo de atender o campo de aplicação das turbinas Michell-Banki para valores de n_{qA} compreendidos entre 15 a 40. Possui um campo de aplicação limitado entre 50 m e 150 m de queda e entre $0,01 \text{ m}^3/\text{s}$ e $0,13 \text{ m}^3/\text{s}$ de vazão, concorrendo, assim, com a Pelton de um jato.

Seu funcionamento é descrito a seguir (Fig. 4.12):

- a água que chega pela tubulação (1), passa por uma peça que muda a seção transversal de circular para retangular (2), entra no injetor (3) que, com a pá diretriz (4), direciona o fluxo d'água para o rotor primário (5), que está contido no interior do rotor secundário (6), que, por sua vez, é bipartido; a água escoia através das pás em formato de arco de círculo do

rotor primário e o jato d'água é bipartido de maneira a incidir nas pás, também em arco de círculo, do rotor secundário, saindo, então, para o canal de fuga. Ambos os rotores são solidários a um eixo horizontal (7) e todo o conjunto é contido no interior de uma tampa.

Em testes feitos pela Escola Politécnica de Hong Kong obteve-se rendimentos de 58 a 61%, tendo o rotor primário, testado sozinho, apresentando um rendimento de 46 a 56%.

No Brasil, este tipo de turbina é objeto de estudos do LHPCH - EFEI (Laboratório Hidráulico da Escola Federal de Engenharia de Itajubá), que chegou à conclusão de que o rotor primário deve ser maior que o secundário, ao contrário do que havia proposto a N. Y. S., primeira empresa a fabricar este tipo de turbina. Isto é para que haja um melhor direcionamento da água, minimizando os choques da passagem livre entre a saída do primeiro e entrada do segundo estágio.

Sua vantagem é sua facilidade de fabricação, já que se pode usar um processo de fundição para o rotor. Sua desvantagem é que o rendimento é inferior ao da Michell-Banki de rotação específica equivalente, conforme resultados obtidos nos testes feitos pela Politécnica de Hong Kong.

4.1.5.2 - TURBINA TURGO

É uma turbina de ação que se diferencia da Pelton quanto ao ângulo de incidência do jato d'água, que é lateral, formando um ângulo de 10° a 20° (Fig. 4.13). A água escoo livremente pelas pás saindo livremente do outro lado para o canal de fuga. Seu campo de aplicação limita-se a rotações específicas, n_{qA} , entre 15 e 65, quedas entre 15 e 100 m e vazões entre 0,01 e $0,18 \text{ m}^3/\text{s}$.

A Turgo apresenta as seguintes vantagens sobre a Pelton multi-jatos, de características semelhantes :

- devido à posição do jato, pode assumir diâmetros até a metade da roda Pelton;

- pode ser dotada de até três injetores, como a Pelton;
- devido as maiores vazões admissíveis nos injetores, ocorre uma diminuição do número de injetores, havendo, assim, uma simplificação no sistema de controle da velocidade;
- com a diminuição do diâmetro há um aumento na rotação, logo, sob quedas menores, é possível obter rotações adequadas ao gerador.

Existem estudos que visam simplificação deste tipo de turbina :

- os chineses propõem o uso de pás semi-esféricas;
- no Chile existe uma proposta de construção de simples rodas Turgo, construídas com pás semi-esféricas e setias no lugar de injetores.

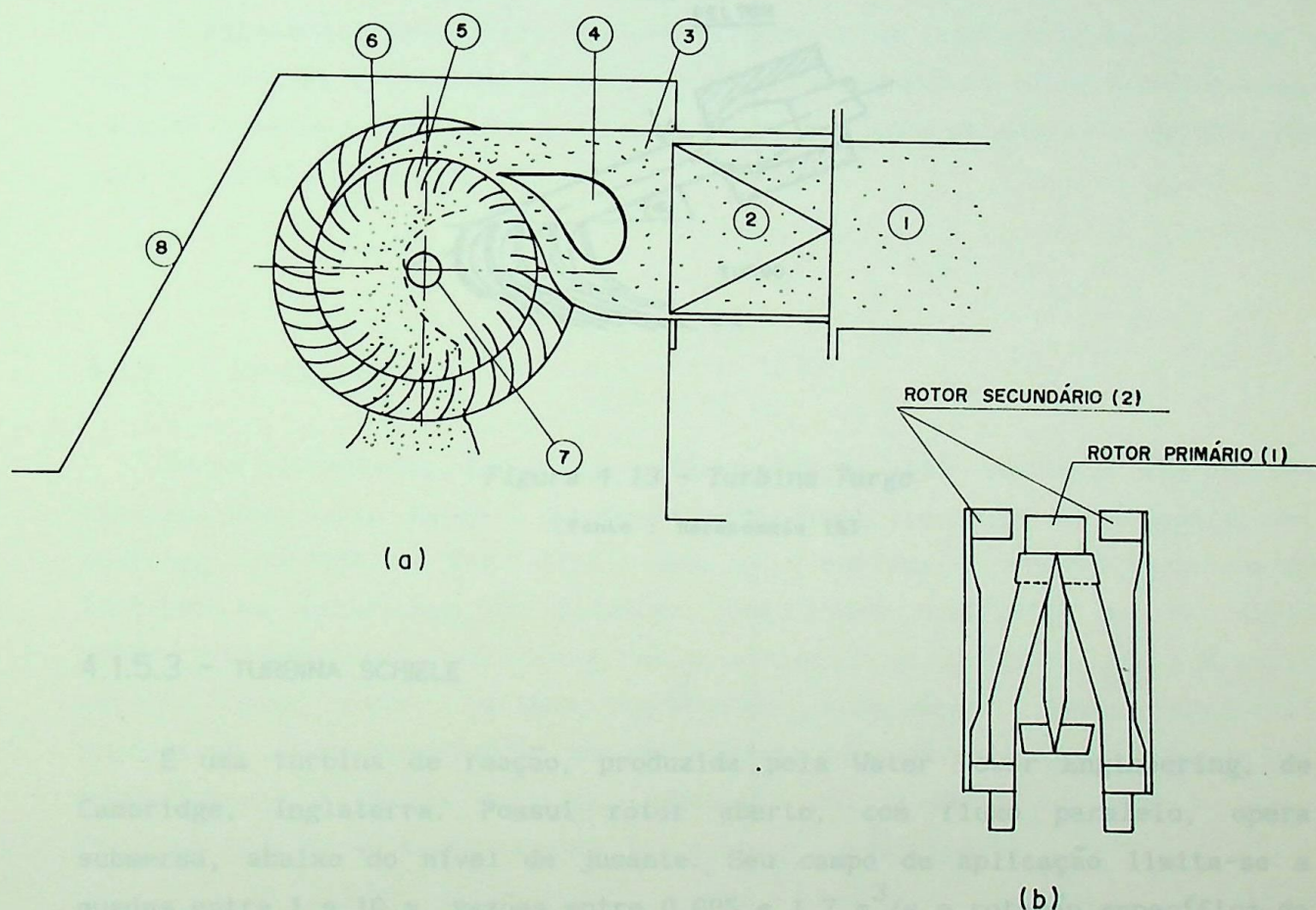


Figura 4.12 - Turbina Fluxo-Partido - "Split-Flow"

Fonte : Referência [5]

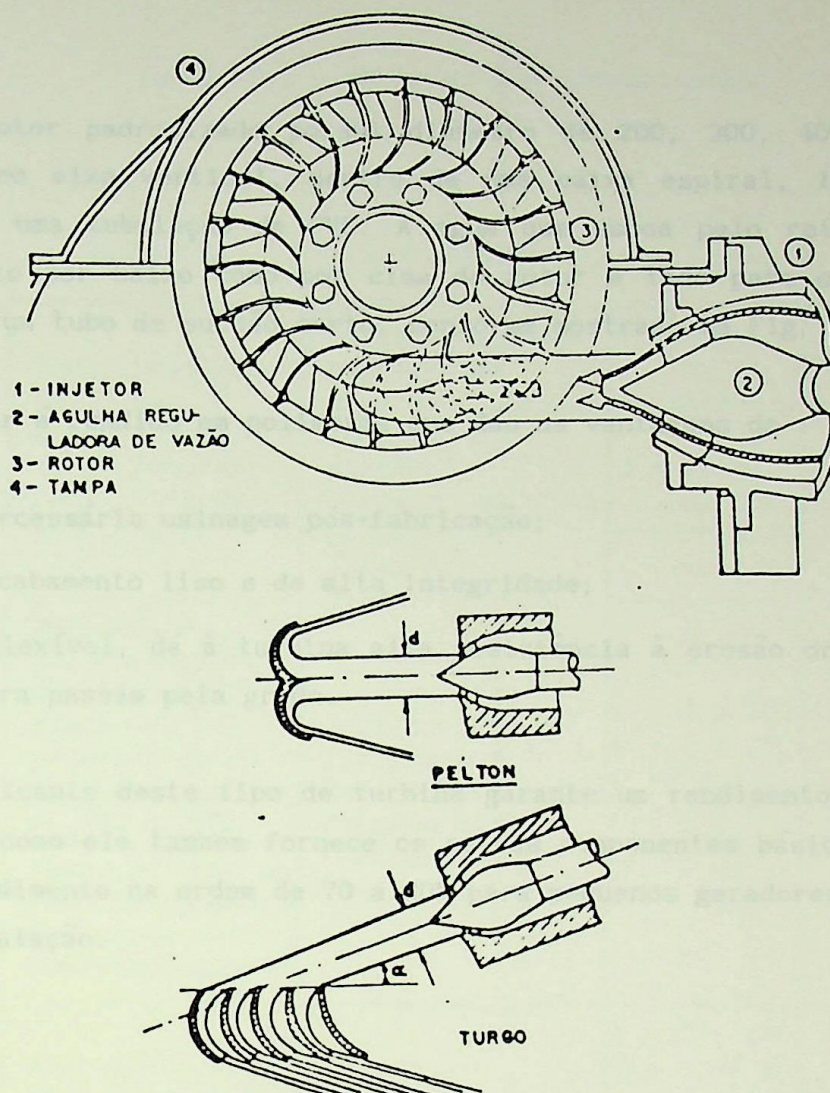


Figura 4.13 - Turbina Turgo

Fonte : Referência [5]

4.1.5.3 - TURBINA SCHIELE

É uma turbina de reação, produzida pela Water Power Engineering, de Cambridge, Inglaterra. Possui rotor aberto, com fluxo paralelo, opera submersa, abaixo do nível de jusante. Seu campo de aplicação limita-se a quedas entre 1 e 10 m, vazões entre 0,095 e 1,7 m³/s e rotação específica da ordem de 60. É uma concorrente da Michell-Banki. Possui a vantagem de assumir diâmetros menores e, conseqüentemente, maior rotação que as turbinas de impulso.

Seu rotor padronizado possui diâmetro de 200, 300, 400 e 600 mm, é instalado em eixo vertical, dentro de uma caixa espiral, ligada à tomada d'água por uma tubulação de PVC. A água que escoar pelo rotor é dividida, saindo tanto por baixo como por cima do rotor e indo para o canal de fuga através de um tubo de sucção curto, conforme mostrado na Fig. 4.14.

O rotor é fundido em polímeros que dão as vantagens de :

- não ser necessária usinagem pós-fabricação;
- possuir acabamento liso e de alta integridade;
- por ser flexível, dá à turbina alta resistência à erosão dos detritos que por ventura passam pela grade.

O fabricante deste tipo de turbina garante um rendimento de 70% para a turbina, e como ele também fornece os outros componentes básicos da central, garante rendimento na ordem de 70 a 80% para pequenos geradores e de 50 a 70% para a instalação.

4.1.5.4 - CONCLUSÃO

Foram levantadas todas as características das turbinas hidráulicas apresentadas nesta seção e plotou-se os respectivos campos de aplicação, conforme indicado na Fig. 4.15, onde se visualiza a concentração destas turbinas em aplicações com rotações específicas inferiores a 230. Assim sendo, as mesmas concorrem com a Pelton simples e multi-jatos, até a Francis normal. Como estas últimas apresentam rendimentos consideravelmente superiores, faz-se necessário que as turbinas não convencionais, além do bom comportamento à cargas parciais, apresente outros atrativos como o custo final de instalação bastante inferior aos das convencionais.

A Tabela 4.3 resume as principais vantagens e desvantagens das turbinas não convencionais, bem como informações quanto ao campo de aplicação e rendimento.

Tabela 4.3 - Turbinas não Convencionais

TIPOS	VANTAGEM	DESVANTAGEM	CAMPO DE APLICAÇÃO	RENDIMENTO
Turbina de ação em geral	<ul style="list-style-type: none"> Pouco propensa à cavitação; Boa eficiência à carga parcial; Facilidade de manutenção. 	<ul style="list-style-type: none"> Baixa velocidade específica; Rendimento máximo inferior à de reação; Operador em nível acima do de jusante. 	$H =$ queda em m $P =$ potência em kW $Q =$ vazão em m^3/s $n =$ rotação em rpm	
Michell Banki "cross-flow"	<ul style="list-style-type: none"> Adequada à padronização; Somente com variação do comprimento do rotor, $D=cte$, cobre $n_{qA} = 40$ a 200; Permite o uso de tubo de sucção; Sem carga axial sobre os mancais 	<ul style="list-style-type: none"> Eficiências ligeiramente inferiores às das congêneres (Pelton, Turgo) 	$H = 3$ a 100 $Q = 2$ a 20 $P = 0$ a 1000 $n = 100$ a 1200 $n_{qA} = 40$ a 180	60 a 75 %
Fluxo Partido "Split-Flow"	<ul style="list-style-type: none"> Adequada à baixa rotação especif; Facilidade de fabricação; Sem carga axial sobre os mancais 	<ul style="list-style-type: none"> Uso recente; Ainda pesquisada adequadamente. 	$H = 50$ a 150 $Q = 0,01$ a 0,13 $P = 3$ a 200 $n = 600$ a 1800 $n_{qA} = 15$ a 40	58 a 60 %
Turgo	<ul style="list-style-type: none"> Campo de aplicação similar ao da Pelton multi-jatos; Menores dimensões do rotor e menores números de injetores que as Pelton; Diâmetro do jato até 1/4 do diâmetro da roda. 	<ul style="list-style-type: none"> Carga axial sobre os rolamentos. 	$H = 15$ a 100 $Q = 0,01$ a 0,18 $P = 0,1$ a 100 $n = 500$ a 3000 $n_{qA} = 15$ a 65	70 a 90 %

Tabela 4.3 - Turbinas não Convencionais

(Continuação)

TIPOS	VANTAGEM	DESVANTAGEM	CAMPO DE APLICAÇÃO	RENDIMENTO
Turbina de reação em geral	<ul style="list-style-type: none"> ·Alta rotação específica; ·Projetos compactos; ·Alta eficiência máxima; ·Com uso do tubo de sucção há uso efetivo da queda disponível. 	<ul style="list-style-type: none"> ·Requerem projetos e execução mais elaborados; ·Manutenção mais complexa e cara; ·Sujeitas à cavitação, são economicamente de uso limitado. 		
Schiele	<ul style="list-style-type: none"> ·Rotação específica média; ·Projeto compacto ·Permite padronização; ·Bom desempenho à carga parcial; ·Permite o aproveitamento de baixas quedas. 	<ul style="list-style-type: none"> ·Baixo rendimento; ·Poucos dados de aplicação. 	$H = 1$ a 100 $Q = 0,095$ a $1,7$ $P = 1,7$ a 58 $n = 90$ a 800 $n_{qA} = 180$ a 215	70 %

4.1.6 - SITUAÇÃO DOS FABRICANTES NACIONAIS DE TURBINAS

Enquanto, em instalações de grande porte, se busca economia de escala no porte do empreendimento, em instalações de pequeno porte, busca-se economia de escala na quantidade produzida, via padronização. Neste caso há a necessidade de utilizar-se modelos padronizados oferecidos pelo fabricante. Este as oferece dentro de um campo de aplicação pré-limitado, dividido em várias faixas, sendo cada uma atendida por um modelo padrão da turbina em questão. Conseqüentemente, uma turbina assim especificada dificilmente irá operar no seu ponto ótimo de funcionamento. Evidentemente, quedas no rendimento da instalação deverão ocorrer.

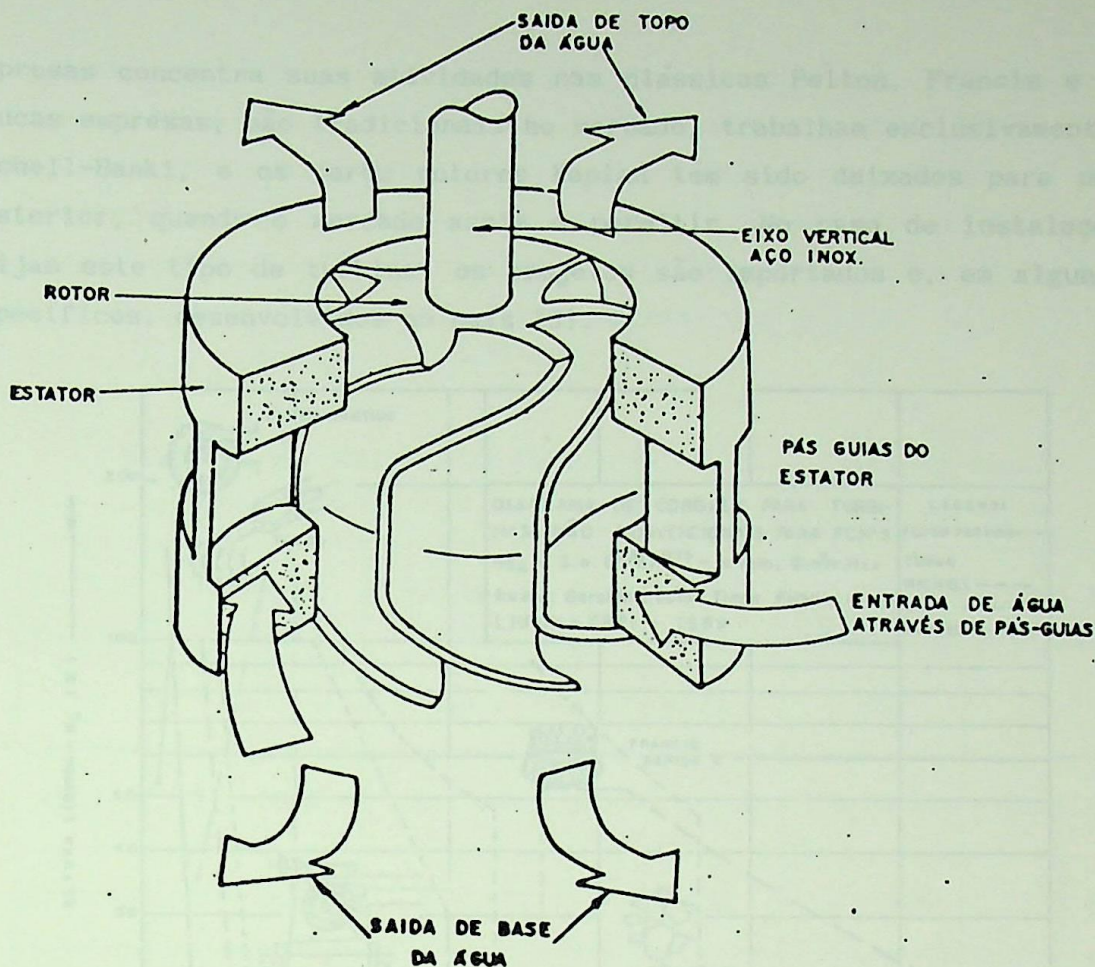


Figura 4.14 - Turbina de reação, rotor tipo Schiele

Fonte : Referência [5]

Até há pouco tempo, os fabricantes nacionais mais conhecidos ofereciam modelos padronizados dos tipos : Pelton, Francis e Hélice. Recentemente é que, baseados em projetos desenvolvidos no exterior, passaram a oferecer turbinas Kaplan e suas derivações como : Bulbo, "S" e Tubular. As Francis começaram a ser oferecidas em caixas cilíndricas e abertas, com o objetivo de minimizar os custos e aumentar o seu campo de aplicação. As turbinas Pelton são oferecidas com um ou dois injetores. Normalmente, todas estas máquinas com eixo horizontal.

Com a divulgação do PNPC - Programa Nacional de Pequenas Centrais Hidrelétricas e as inúmeras tentativas governamentais em incentivar a construção de PCH's, algumas empresas que até então atuavam em outras áreas, empresas especialmente criadas e até mesmo grandes empresas tradicionais no setor hidrelétrico, voltaram seus interesses ao mercado das PCH's, desenvolvendo modelos possíveis de fabricação em série. A maioria das

empresas concentra suas atividades nas clássicas Pelton, Francis e Hélice. Poucas empresas, não tradicionais no mercado, trabalham exclusivamente com a Michell-Banki, e os caros rotores Kaplan têm sido deixados para uma fase posterior, quando o mercado assim o permitir. No caso de instalações que exijam este tipo de turbina, os projetos são importados e, em alguns casos específicos, desenvolvidos no país [5].

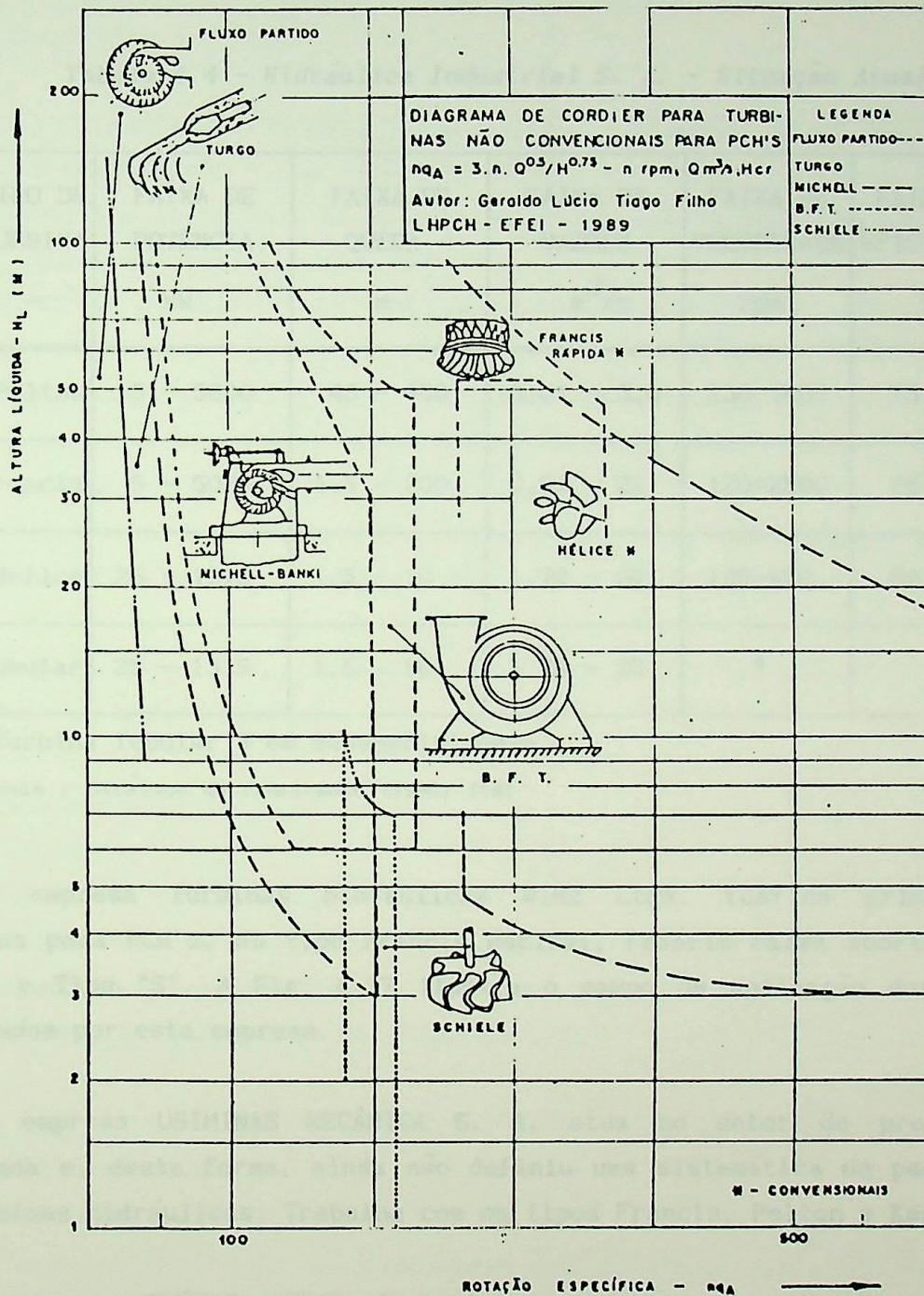


Figura 4.15 - Campo de Aplicação das turbinas não convencionais para PCH's [5]

A empresa Hidráulica Industrial S. A. se ocupa principalmente de turbinas hidráulicas do tipo Francis, Pelton e Hélice, para PCH's, desde sua fundação em 1950. Atualmente, fabrica estes tipos com potência de até 5000 kW, dependendo das condições de queda, e desenvolve a fabricação de tubulares, conforme situação mostrada na Tabela 4.4. A Fig. 4.16 mostra o campo de aplicação das turbinas desta empresa.

Tabela 4.4 - Hidráulica Industrial S. A. - Situação Atual

TIPO DE TURBINA	FAIXA DE POTÊNCIA kW	FAIXA DE QUEDA m	FAIXA DE VAZÕES m^3/s	FAIXA DE VELOCIDADE rpm	FAIXA DE EFICIÊNCIA %
Pelton	5 - 5000	40 - 600	0,01 - 3,0	230-1800	75 - 82
Francis	5 - 5000	1,5 - 200	0,04 - 22	120-2500	75 - 86
Hélice	25 - 1315	1,5 - 10	1,70 - 20	130-450	80 - 84
Tubular	25 - 1315	1,5 - 10	1,70 - 20	*	*

* Turbina Tubular S em desenvolvimento

Fonte : Catálogo do fabricante (1990) [16]

A empresa Turbinas Hidráulicas WIRZ Ltda. fabrica principalmente turbinas para PCH's, do tipo Francis espiral, Francis caixa aberta, Pelton, Hélice e Tipo "S". A Fig. 4.17 ilustra o campo de aplicação das turbinas fabricadas por esta empresa.

A empresa USIMINAS MECÂNICA S. A. atua no setor de projetos sob encomenda e, desta forma, ainda não definiu uma sistemática de padronização de turbinas hidráulicas. Trabalha com os tipos Francis, Pelton e Kaplan [18].

A empresa MECÂNICA PESADA S. A. tem desenvolvido turbinas Kaplan tipo "S montante" e "S jusante" de forma padronizada, para PCH's, que têm sua

aplicação principal em aproveitamentos de baixa queda, entre 5 e 20 m, podendo equipar, em alguns casos, instalações com aproximadamente 25 m de queda. Cada dimensão padronizada destas turbinas pode ser proposta com distribuidor de pás móveis ou fixas e rotores de pás móveis ou fixas. Além deste tipo, a empresa tem fabricado também turbinas Kaplan tipo sifão de forma padronizada, que têm sua aplicação em quedas de 1 a 4,5 m, com disponibilidade de seis diâmetros padrão. A Fig. 4.18 mostra o campo de aplicação destas turbinas.

As turbinas Michell-Banki são atualmente fabricadas pelas empresas :

- BETTA HIDROTURBINAS - com vazões de 0,04 a 4,0 m³/s e quedas de 2 a 100 m, com potências inferiores a 25 kW, mas agora prepara-se para fabricar unidades com potências maiores, com até 1000 kW;
- TOSHIBA DO BRASIL S.A. - tem oferecido turbinas com potência de até 1000 kW;
- JOMECA S. A. - tradicional fabricante de pequenas turbinas Francis e Pelton, desenvolve um projeto básico de turbina Michell-Banki, adequada a quedas de até 10 m e vazões de até 0,3 m³/s;
- TURBINAS HIDRÁULICAS SANTA RITA - oferece turbinas padronizadas, com vazões de 0,20 a 0,23 m³/s, quedas entre 4 m e 20 m e potência de até 20 kW.

As principais características das turbinas Michell-Banki atualmente fabricadas no Brasil são :

- pequenas potências;
- baixas quedas;
- injetor dotado de pá integral;
- não utiliza tubo de sucção;
- transmissão por correia;
- baixo custo, se comparadas às congêneres. [5]

Na Fig. 4.19 são mostrados os limites e aplicação de cada fabricante de turbinas Michell-Banki.

A empresa VOITH S. A. desenvolve um programa especial de modelos padronizados e apropriados para PCH's, com base em projetos importados de sua sede. Este esquema compreende turbinas Pelton, Francis, Kaplan e tipo "S",

para potências entre aproximadamente 50 kW e aproximadamente 5000 kW, conforme mostrado na Fig. 4.20.

A empresa VILLARES, divisão VIGESA, desenvolve, através de acordos de cooperação técnico-industrial com outras empresas tradicionais, turbinas Francis, Pelton, Kaplan, Hélice, Bulbo, Straflo e tipo "S".

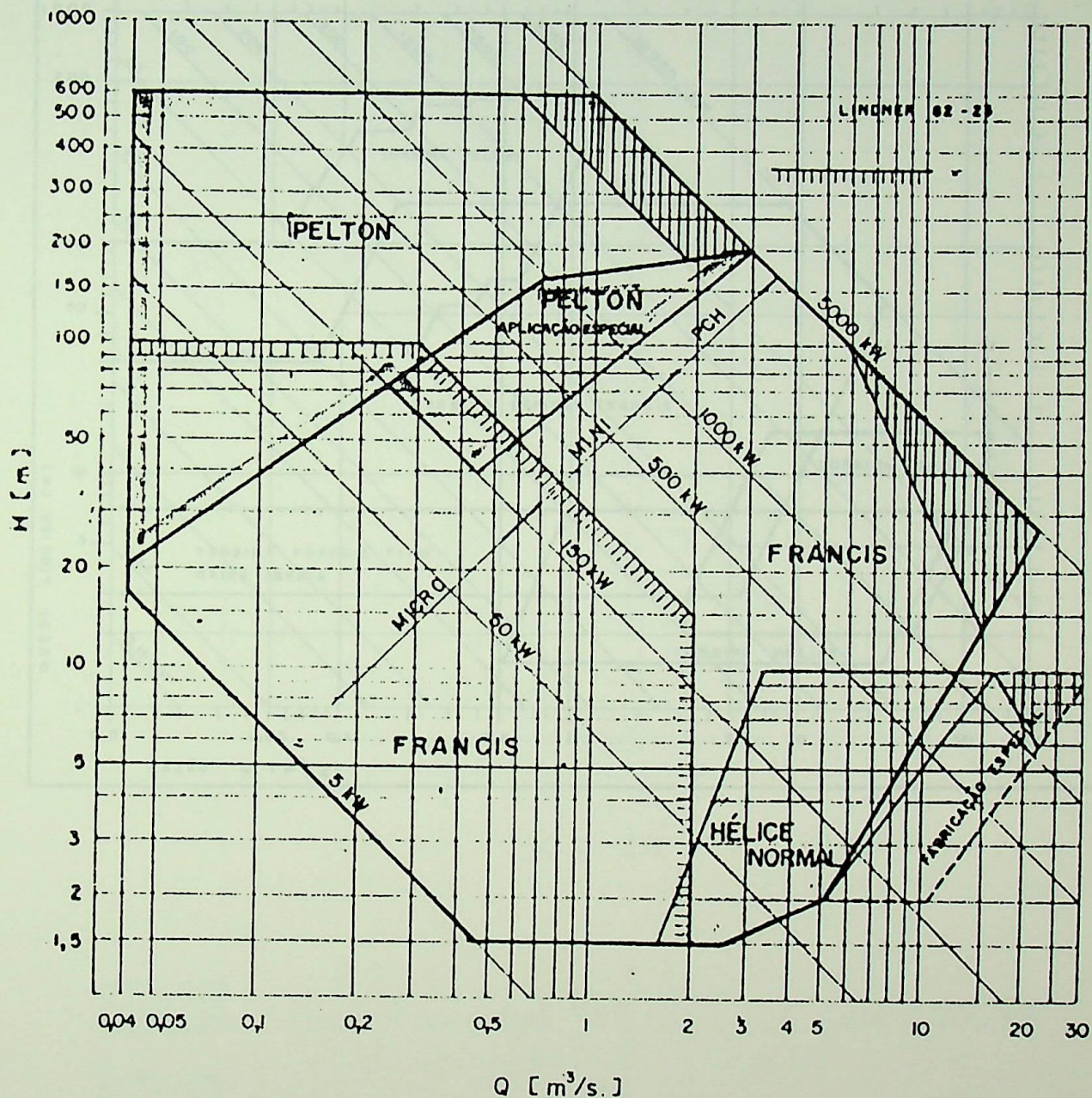


Figura 4.16 - Campo de Aplicação de turbinas fabricadas pela empresa HIDRÁULICA INDUSTRIAL S. A. [16]

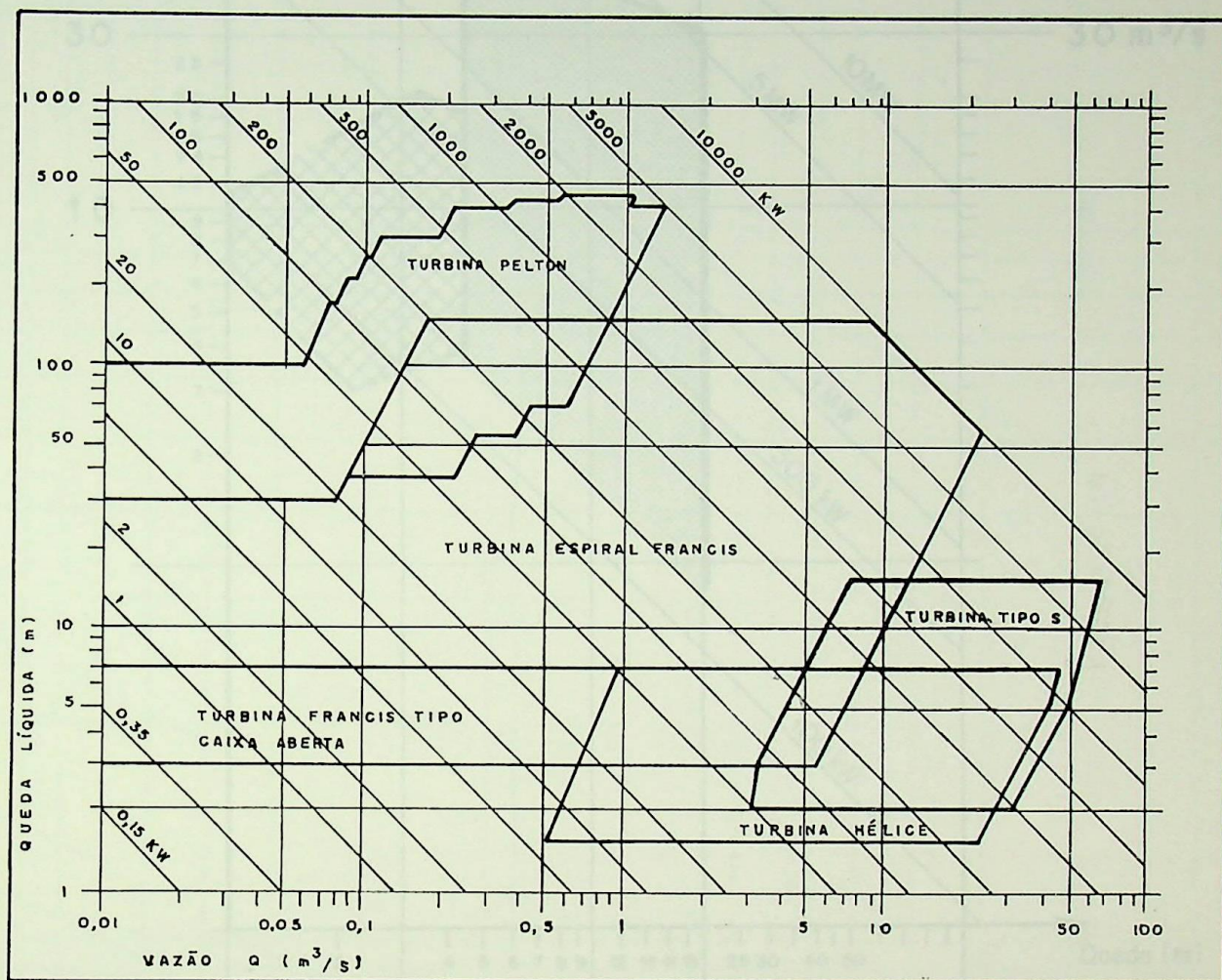
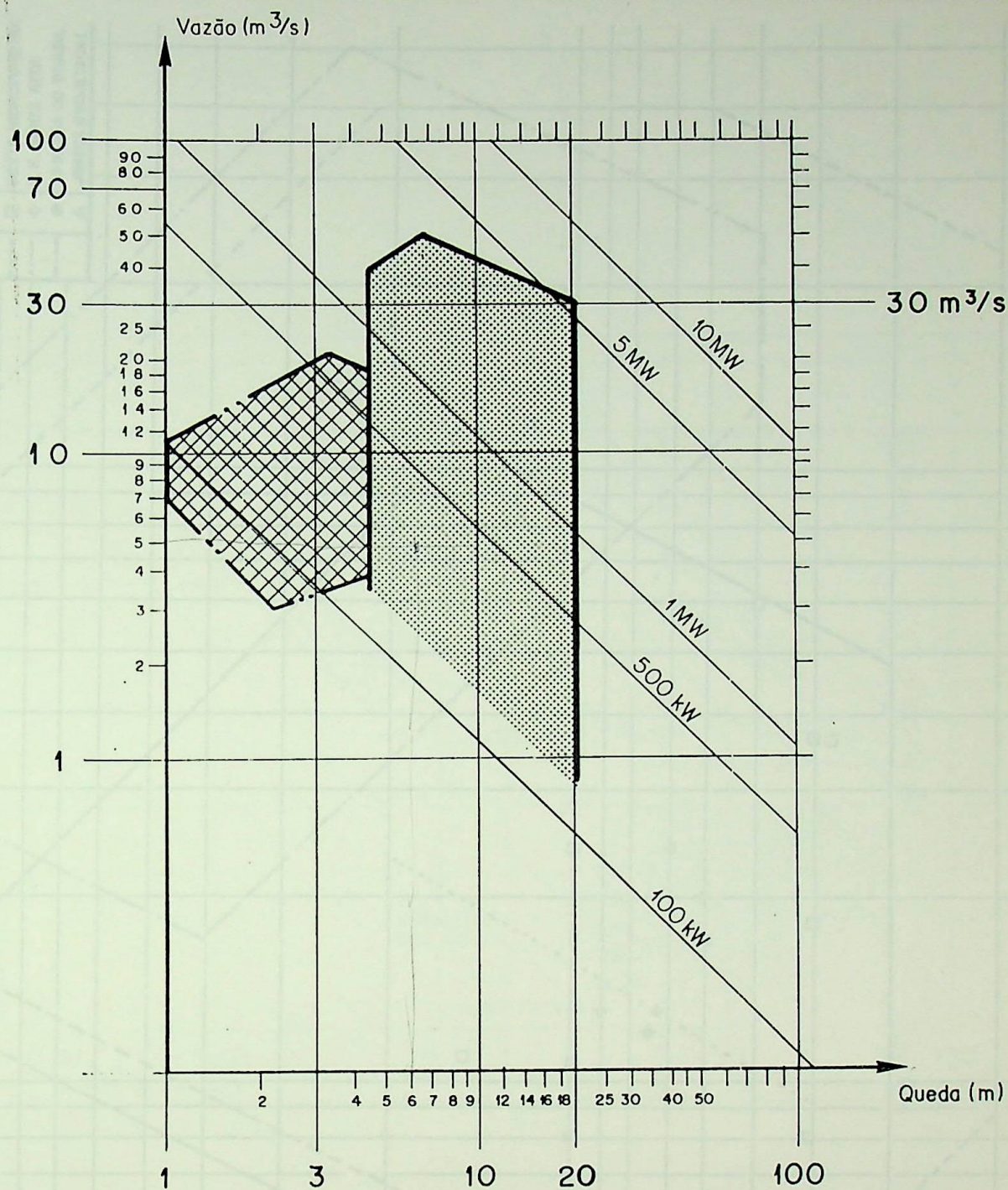



Figura 4.17 - Campo de Aplicação de turbinas fabricadas pela empresa TURBINAS HIDRÁULICAS WIRZ LTDA. [17]



 Turbina Kaplan tipo "S" _____ até 5000 kW


 Turbina Kaplan tipo Sifão _____ até 600 kW

Figura 4.18 - Campo de Aplicação das turbinas padronizadas
fabricadas pela MECÂNICA PESADA S. A. [19]

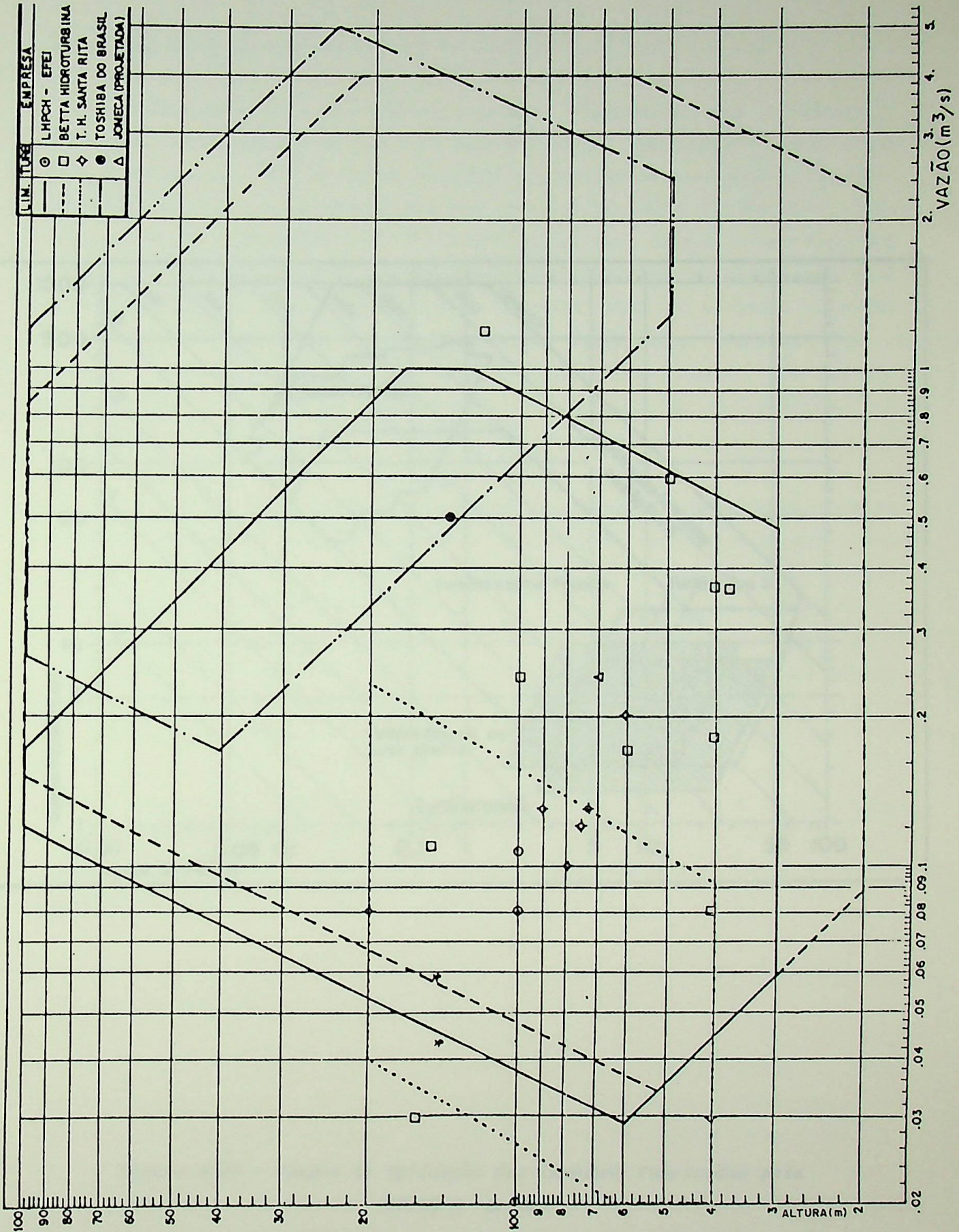


Figura 4.19 - Campos de Aplicação das turbinas Michell-Banki [5]

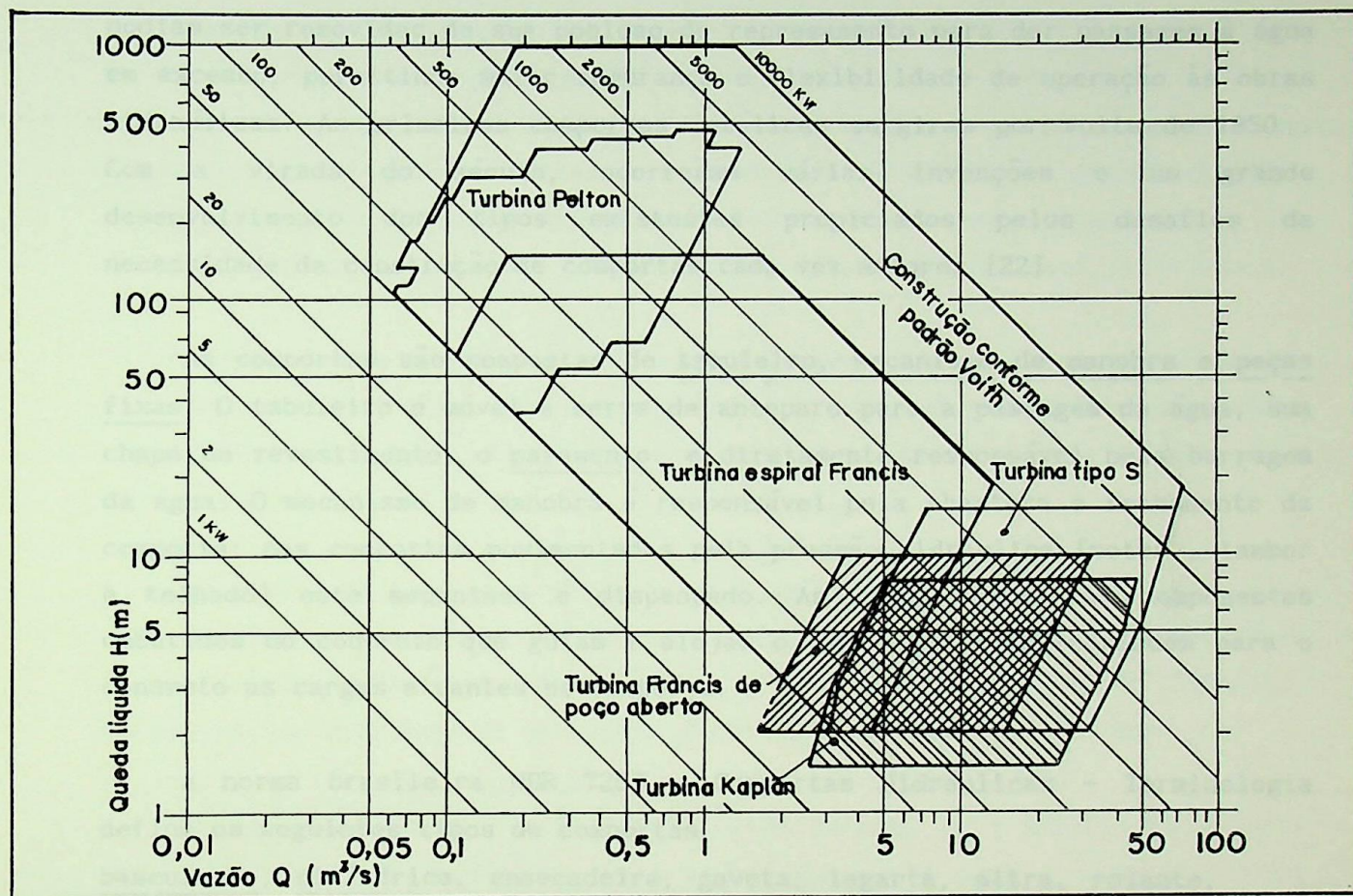


Figura 4.20 - Campos de Aplicação das turbinas fabricadas pela VOITH S. A. [20]

4.2 - COMPORTAS HIDRÁULICAS

A construção de comportas hidráulicas originou-se nas técnicas de irrigação, abastecimento d'água e navegação fluvial. Nos tempos primitivos, a água era represada por pequenas barragens e encaminhada para canais laterais de irrigação. A água excedente era descarregada por cima da barragem. Numa evolução natural, foram construídas barreiras móveis, isto é, comportas, que podiam ser removidas de sua posição de represamento para dar passagem à água em excesso, permitindo maior segurança e flexibilidade de operação às obras hidráulicas. As primeiras comportas metálicas surgiram por volta de 1850. Com a virada do século, ocorreram várias invenções e um grande desenvolvimento dos tipos existentes propiciados pelos desafios da necessidade da construção de comportas cada vez maiores [22].

As comportas são compostas de tabuleiro, mecanismo de manobra e peças fixas. O tabuleiro é móvel e serve de anteparo para a passagem da água, sua chapa de revestimento, o paramento, é diretamente responsável pela barragem da água. O mecanismo de manobra é responsável pela abertura e fechamento da comporta; nas comportas movimentadas pela pressão hidráulica (setor, tambor e telhado) este mecanismo é dispensado. As peças fixas são componentes embutidos no concreto que guiam e alojam o tabuleiro e redistribuem para o concreto as cargas atuantes na comporta.

A norma brasileira NBR 7259 - Comportas Hidráulicas - Terminologia define os seguintes tipos de comportas:

basculante, cilíndrica, ensecadeira, gaveta, lagarta, mitra, rolante, segmento, setor, Stoney, tambor, telhado, vagão e visor.

Podem ser classificadas de acordo com sua função em comportas de serviço, de emergência e de manutenção.

As comportas de serviço regulam a vazão e o nível d'água permanentemente, como é o caso das comportas de vertedouro, de descargas de fundo, de controle de enchente. As comportas de emergência interrompem o fluxo d'água esporadicamente, como é o caso das comportas de tomadas d'água, de válvulas de condutos forçados, de tubos de sucção de turbinas Kaplan. As comportas de manutenção permitem o esvaziamento do conduto ou canal para

acesso e manutenção dos equipamentos, é o caso da comporta ensecadeira.

Para a tomada d'água em PCH's, são previstos dois tipos de comportas : Comporta de Manutenção, que possibilita a inspeção e manutenção no canal de adução, ou na tubulação de baixa pressão, na câmara de carga ou na chaminé de equilíbrio e na tubulação forçada; Comporta de Emergência, que possibilita a limpeza ou desarenação de areia ou qualquer outro material decantado no fundo do desarenador. Estas comportas, segundo o Manual de PCH's [1], poderão ser do tipo gaveta, de ferro fundido, aço ou madeira. A escolha do material construtivo da comporta é função da mão de obra e do material disponível no local de implantação da central e da distância da mesma aos grandes centros industriais. Elas trabalham com pressão frontal e são operadas através de uma haste rosqueada que pode ser operada manualmente ou por motores elétricos.

Para o vertedouro de PCH's é previsto comporta de serviço, para regular a vazão e o nível d'água no reservatório. Também neste caso são utilizadas comportas do tipo gaveta, de ferro fundido, aço ou madeira, operada manual ou eletricamente.

A escolha do tipo mais adequado de comporta deve levar em conta fatores como segurança operacional, menor peso, simplicidade de operação, facilidade de manutenção, requisitos estruturais, grandeza dos esforços no concreto, capacidade do mecanismo de manobra e facilidade de transporte e montagem.

Na seleção da comporta são também consideradas experiências anteriores com algum tipo que apresentou bons resultados, bem como a experiência de fabricação local.

O Manual de PCH's [1] recomenda que a comporta de limpeza seja de aço, ao passo que a de manutenção pode ser de ferro fundido, aço ou madeira, haja visto que apesar da comporta de limpeza ser menor que a de manutenção as pressões sobre ela são maiores.

Segundo o Manual de PCH's [1], os limites de utilização das comportas gaveta empregadas em PCH's é o seguinte :

- Comportas de Ferro Fundido : são projetadas para suportar até 10 m de

altura d'água sobre a soleira e são de construção pesada. No Brasil, a Cia. Metalúrgica BARBARÁ fabrica comportas gaveta padronizadas, de formato circular ou quadrado;

- Comportas de Aço : são de construção leve e de baixo custo, se bem protegidas apresentam grande durabilidade com pouca manutenção, são projetadas com até 3,40 m x 3,30 m, para comportas de superfície;
- Comportas de Madeira : são de construção simples e de baixo custo. As madeiras empregadas devem possuir massa específica igual ou superior a 0,8 g/cm³. São projetadas com até 2,20 m x 2,35 m para comportas de superfície e, no caso de comporta de fundo, para uma coluna d'água máxima sobre a soleira de 7,5 m.

4.3 - GRADES

Deverão ser previstos um ou mais painéis de grades na tomada d'água, cuja função é impedir a entrada de detritos e corpos flutuantes no sistema adutor, o que causaria danos à turbina e equipamentos associados. O espaçamento entre as barras da grade deve ser menor do que a menor dimensão da turbina por onde a água escoará ; estas barras podem ser de ferro chato ou cilíndrico. A grade é fixada através de guias laterais e pode ser removida, manualmente ou mecanicamente, para eventual manutenção ; é instalada com inclinação de 75° a 80° para facilitar o manuseio de um rastelo, que a limpa dos detritos, periodicamente.

Segundo o Manual de PCH's [1] as dimensões das grades devem ser :

$$l = \frac{h'}{\text{sen } \alpha} \quad (4.12)$$

$$B = b' \times 1,10 \quad (4.13)$$

onde :

l = altura da grade

h' = profundidade do canal ou altura da boca da tomada d'água

α = ângulo de inclinação da grade com relação à horizontal

b' = vão livre do canal ou da boca da tomada d'água

B = largura da grade

A Fig. 4.21 fornece as dimensões e detalhes de grades de aço redondas e retangulares.

4.4 - APARELHOS PARA ELEVAÇÃO E TRANSPORTE

Para transporte, elevação, montagem e manutenção do grupo turbina-gerador e outros equipamentos contidos na casa de máquinas da PCH, deverá ser prevista a utilização de uma talha, montada numa ponte rolante.

A escolha do tipo de aparelho para elevação e transporte é função:

- das características dos equipamentos a transportar, como peso, dimensão, etc ;
- do espaço disponível de casa de máquinas ;
- da disponibilidade de recursos financeiros.

A determinação da capacidade de levantamento requerida será feita tomando como base o peso do equipamento mais pesado do grupo turbina-gerador acrescido de aproximadamente 20 %. Esta máquina de elevação e transporte poderá ser operada manualmente, por correntes ou cordas, ou por motores elétricos, sendo que no último caso, sua eficiência aumenta, mas seu custo também.

De uma maneira geral, as máquinas de elevação e transporte podem ser dos seguintes tipos :

- TALHAS
 - de acionamento manual, por corda (moitões);
 - de acionamento manual, por correntes;
 - de acionamento elétrico, por correntes e cabos.
- TALHAS SUSPENSAS EM MONOVIAS
 - de qualquer dos tipos citados acima.
- PÓRTICOS E SEMI-PÓRTICOS

Podem ser apoiados no piso, sobre rodas e/ou sobre vigas de rolamento e recebem talhas de vários tipos.

■ PONTES ROLANTES

Podem ser suspensas ou apoiadas em vigas de rolamento e recebem as talhas ou carros sobre rodas com movimento, possui acionamento manual ou motorizado.

No projeto civil da casa de máquinas deverão ser colhidas as informações dos fabricantes dos equipamentos de elevação e transporte, no que se refere às cargas e dimensões dos mesmos, para que o projeto estrutural seja corretamente dimensionado.

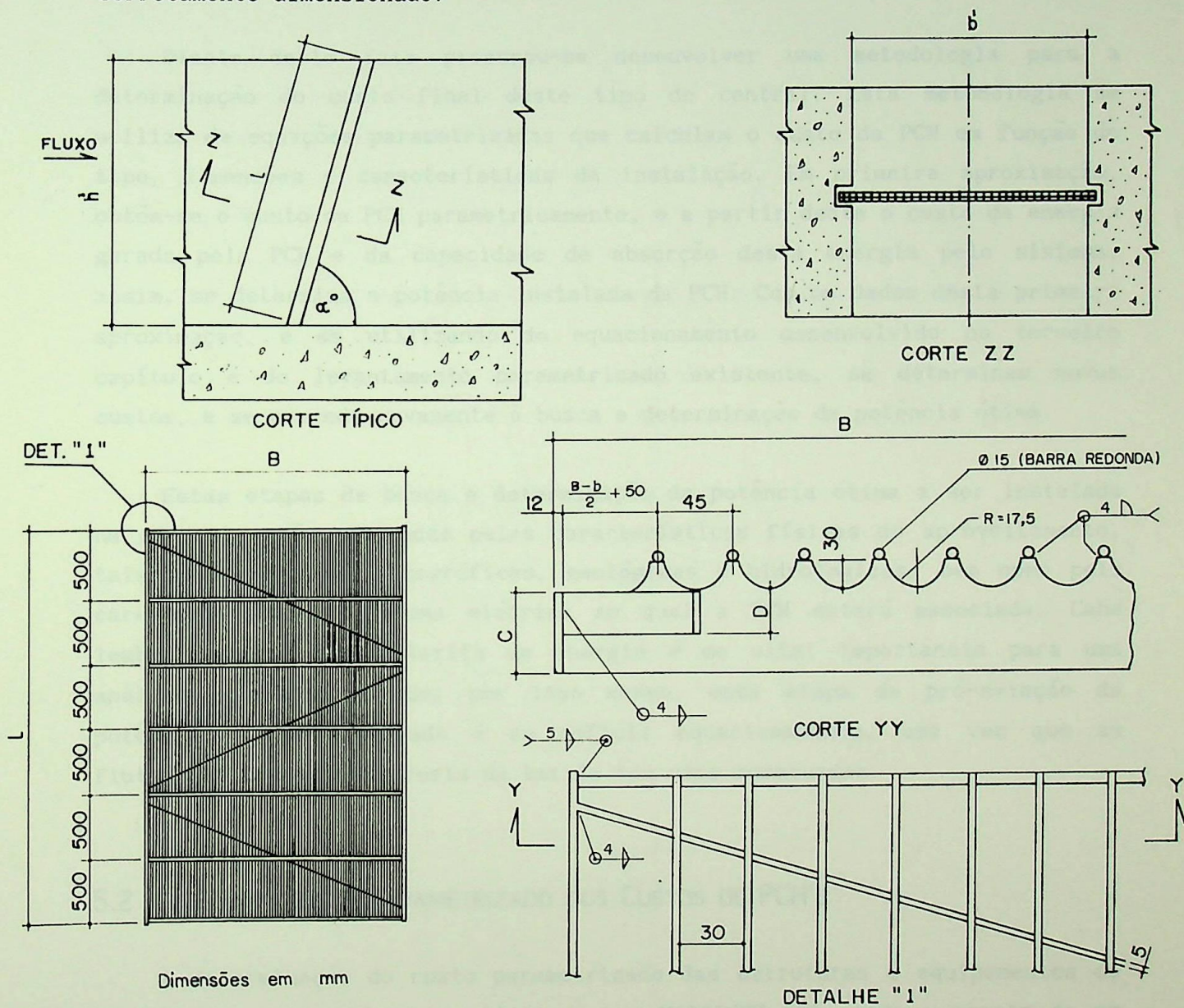


Figura 4.21 - Grade de barras de aço redondas [1]

CAPÍTULO 5

METODOLOGIA PARA A DETERMINAÇÃO DO CUSTO DA PCH

5.1 - INTRODUÇÃO

A determinação preliminar do custo de PCH's é um dos problemas de maior dificuldade na etapa de pré-dimensionamento dos empreendimentos.

Diante deste fato procurou-se desenvolver uma metodologia para a determinação do custo final deste tipo de central. Esta metodologia se utiliza de equações parametrizadas que calculam o custo da PCH em função do tipo, dimensões e características da instalação. Em primeira aproximação, obtém-se o custo da PCH parametricamente, e a partir deste o custo da energia gerada pela PCH e da capacidade de absorção desta energia pelo sistema, assim, se determina a potência instalada da PCH. Com os dados desta primeira aproximação, e se utilizando do equacionamento desenvolvido no terceiro capítulo e do levantamento parametrizado existente, se determinam novos custos, e se procede novamente à busca e determinação da potência ótima.

Estas etapas de busca e determinação da potência ótima a ser instalada na central estão limitadas pelas características físicas do aproveitamento, tais como condições topográficas, geológicas e hidrológicas, bem como pela característica do sistema elétrico ao qual a PCH estará associada. Cabe lembrar ainda, que a tarifa de energia é de vital importância para uma análise confiável e que, por isso mesmo, esta etapa de pré-seleção da potência a ser instalada é de difícil equacionamento, uma vez que as flutuações nos valores reais da tarifa tem sido acentuadas.

5.2 - LEVANTAMENTO PARAMETRIZADO DOS CUSTOS DE PCH'S

A determinação do custo parametrizado das estruturas e equipamentos de PCH's segue o procedimento utilizado por MARTINEZ [2], onde a partir de um banco de dados, constituído por projetos executados de acordo com o Manual de PCH's [1], se obtém algumas curvas de custo, que fornecem uma estimativa do

montante de cada estrutura. A seguir, são apresentadas as equações destas curvas e seus respectivos graus de ajuste (R^2). O custo obtido por estas equações é dado em dólares americanos de 1988.

Assim temos que o custo da barragem e vertedouro pode ser obtido a partir de algumas grandezas principais. Estas grandezas são a altura da barragem e o coeficiente de forma do vale, assim tem-se:

$$CDB = K_v \cdot L_b \cdot (9,1 \cdot hb^2 + 52,7 hb + 51,5) \quad (5.1)$$

onde:

CDB - é o custo da barragem [US\$];

K_v - é o coeficiente de forma do vale;

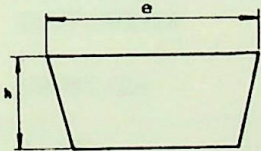
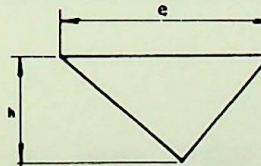
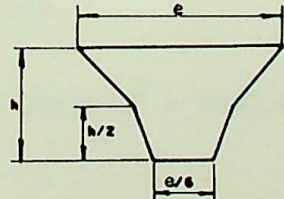
L_b - é a extensão da barragem em [m];

hb - é a altura da barragem em [m];

$R^2 = 0,6878$

O valor do coeficiente de forma do vale é dado pela Tabela 5.1 abaixo.

Tabela 5.1 - Coeficiente de forma do vale

FORMA DO VALE	k_v
	2,85
	1,00
	0,6

O custo da tomada d'água neste caso é determinado em função da vazão aduzida, assim sendo tem-se:

$$CTD = 162,9 \cdot Q^2 + 518 \cdot Q + 2405,3 \quad (5.2)$$

onde:

CTD - é o custo da tomada d'água [US\$];

Q - é a vazão de projeto em [m³/s].

$$R^2 = 0,6010$$

O canal de adução tem seu custo (CCA) determinado em função da sua extensão, da vazão aduzida e do tipo de topografia por onde passa o canal. A equação (5.3) dá este custo em US\$.

$$CCA = (327,6 \cdot Q^2 + 4767,9 \cdot Q + 112195,0) \cdot L_{CA} \cdot kt \quad (5.3)$$

onde:

L_{CA} - é o comprimento do canal em km;

kt - é o coeficiente de forma, que depende da topografia do terreno.

$$R^2 = 0,5234$$

Tabela 5.2 - Valores de kt

TOPOGRAFIA	kt
MONTANHOSA	1.50
ONDULADA	1.30
PLANA	1.00

O custo da câmara de carga (CCC) é determinado em função da vazão aduzida, e é dado por (5.4).

$$CCC = 231,0 \cdot Q^2 + 1032,1 \cdot Q + 2079,0 \quad (5.4)$$

$$R^2 = 0,8531$$

No caso de se utilizar no sistema de adução uma tubulação de baixa pressão, determina-se o custo da mesma (CTB), em US\$, em função da vazão

aduzida e da extensão (5.5). O custo da chaminé de equilíbrio (CCHE), em US\$, pode ser determinado em função da vazão por (5.6).

$$CTB = (- 2809,3.Q^2 + 176070,6.Q - 77268,2).L_T \quad (5.5)$$

$$R^2 = 0,5060$$

onde:

L_T - é a extensão da tubulação de baixa pressão

$$CCHE = 990,2.Q + 3479,0 \quad (5.6)$$

$$R^2 = 0,9986$$

A tubulação forçada apresenta como grandezas determinantes de seu custo a vazão aduzida, em m^3/s , e o seu comprimento L_{TF} , em km. A equação (5.7) mostra o custo desta estrutura (CTF) em US\$.

$$CTF = (5260,2.Q^2 + 5183,4.Q + 221650).L_{TF} \quad (5.7)$$

$$R^2 = 0,9026$$

A casa de máquinas neste equacionamento terá seu custo, em US\$, definido principalmente pela potência (P) da PCH. Seu custo é dado por (5.8). Esta equação tem validade para potências acima de 500 kW.

$$CCM = 10^{-3}.P^2 + 3.P + 49705 \quad (5.8)$$

$$R^2 = 0,2085$$

O canal de fuga tem seu custo (CCF) definido por (5.9), e possui como variável principal a vazão de projeto (Q) e a extensão do canal (lcf).

$$CCF = (363,8.Q^2 + 10169,6Q + 64727,5).lcf \quad (5.9)$$

$$R^2 = 0,5518$$

A equação (5.10) define o custo, em US\$, do desvio do rio (CDR), as variáveis principais são a altura da barragem a ser construída (hb) e a extensão da mesma (L_b).

$$CDR = (0,4.hb^2 + 17,7.hb + 37,6).L_b \quad (5.10)$$

$$R^2 = 0,6910$$

O custo do canteiro de obras é definido (CCAA) é obtido por (5.11), em função da potência em kW da PCH.

$$CCAA = 2,6.P + 12247,3 \quad (5.11)$$

$$R^2 = 0,8128$$

A equação (5.12) apresenta o custo das comportas e grades (CCPG), em US\$, em função da vazão (Q) de projeto.

$$CCPG = 9,7 Q^2 + 167,9.Q + 691,8 \quad (5.12)$$

$$R^2 = 0,9063$$

O custo das válvulas (CV), em US\$, é definido por (5.13), e tem como variável a potência (P), em kW, da PCH.

$$CV = 1,4.10^{-3}.P^2 + 5,6.P + 3862,2 \quad (5.13)$$

$$R^2 = 0,8151$$

A ponte rolante e as talhas tem seu custo (CPRT), em US\$, definido por (5.14). A variável usada para esta determinação é a potência (P), em kW.

$$CPRT = -2,02.10^{-4}.P^2 + 4,0.P + 105,2 \quad (5.14)$$

$$R^2 = 0,4309$$

O custo da turbina (CTUR), em US\$, é dado por (5.15) e tem como variáveis a potência (P), em kW, e a altura de queda (H), em m.

$$CTUR = 973.P^{0,835}.H^{-0,426} \quad (5.15)$$

$$R^2 = 0,8425$$

A equação (5.16) apresenta o custo dos reguladores de velocidade (CRV), em US\$, em função da potência (P), em kW.

$$CRV = -2,21.10^{-4}.P^2 + 31,9.P + 8780,2 \quad (5.16)$$

$$R^2 = 0,9683$$

O custo de geradores síncronos (CGER), em US\$, é dado por (5.17), em função da potência (P), em kW, e da altura de queda (H) da PCH.

$$CGER = 4,00 \cdot 10^{-3} \cdot P^2 + 70,8 \cdot P + 14070,2 \quad (5.17)$$

$$R^2 = 0,8830$$

A equação (5.18) apresenta, em US\$, o custo do quadro de comando e dispositivos de proteção (CQC).

$$CQC = 3,62 \cdot 10^{-3} \cdot P^2 + 22,1 \cdot P - 13244,8 \quad (5.18)$$

$$R^2 = 0,7132$$

A equação (5.19) apresenta o custo, em US\$, da subestação (CSB), onde a variável é a potência (P), em kW.

$$CSB = 0,02 \cdot P^2 + 18,8 \cdot P + 12894,6 \quad (5.19)$$

$$R^2 = 0,9269$$

O custo da linha de transmissão (CLT), em US\$, é dado por (5.20) e tem como variáveis principais a potência (P), em kW, e a extensão da linha.

$$CLT = (- 10^{-4} \cdot P^2 + 3,3 \cdot P + 3842,9) \cdot 11t \quad (5.20)$$

$$R^2 = 0,7444$$

Os custos adicionais com a PCH são compostos pelo custo de administração do proprietário (CAP), custo de engenharia do projeto (CEP), custo de eventuais (CE) e pelo custo dos juros durante a construção (CJDC). As equações abaixo dão estes valores em US\$.

$$CAP = 28,99 \cdot P \quad (5.21)$$

$$CEP = 50,71 \cdot P \quad (5.22)$$

$$CE = 0,5 \cdot (CAP + CC) \quad (5.23)$$

onde:

CC - é a somatória dos custos dados pelas equações (5.1) a (5.20)

$$CJDC = 1,06 \cdot (CC + CAP + CEP) \quad (5.24)$$

Martinez considerou, na equação (5.24), que o custo dos juros durante a construção representava 6% do custo dos componentes da central, da administração do proprietário e da engenharia de projeto.

O custo total da central (CTC) é obtido pelo somatório das equações (5.1) a (5.24), excluindo-se aquelas que não se fizerem necessárias, de acordo com o arranjo básico da PCH.

Obtém-se o custo de operação e manutenção (COM), em US\$, por (5.25).

$$COM = 24414,8 + 3,49.P + 0,01. [(CTC/1,26) - (CAP+CEP)] \quad (5.25)$$

5.3 - CÁLCULO DO CUSTO FINAL DA PCH

Para se obter o custo final da PCH em estudo, pode-se adotar o levantamento de custos parametrizados apresentado anteriormente, onde, por meio de um instrumento computacional, se obtém o custo final da PCH. Ou então, opta-se pela utilização de um modelo híbrido, que deve agregar o levantamento parametrizado e o equacionamento obtido no Capítulo 3, onde se determinou as áreas e volumes de diversas estruturas da PCH.

O custo obtido por qualquer um destes dois métodos deve ser utilizado na etapa de pré-dimensionamento, visto que existe uma margem de erro significativa nestes métodos; utilizando na etapa de dimensionamento o custo obtido de maneira mais real, através da especificação dos equipamentos e determinação de volumes de obras e seus custos unitários.

5.3.1 - MÉTODO DOS CUSTOS PARAMETRIZADOS

O método dos custos parametrizados nada mais é que o somatório das equações desenvolvidas no ítem 5.2, onde se deve atentar para o tipo de arranjo básico a ser utilizado. Assim, tem-se para PCH's com sistema de adução com tubulação de baixa pressão, o equacionamento proposto a seguir (5.26).

$$CPC_{tb} = \sum_{i=1}^{24, i \neq 3, 4} f_i(Q, H, h_b, L_b, k_v, L_T, L_{TF}, P, l_{cf}, l_{lt}) \quad (5.26)$$

onde:

CPC_{tb} - é o custo da PCH com sistema de adução de baixa pressão com tubulação, [US\$];

Q - é a vazão de projeto da PCH [m^3/s];

H - é a altura de queda da PCH [m];

h_b - é a altura da barragem [m];

L_b - é a extensão da barragem em [m];

k_v - é o coeficiente de forma do vale;

L_T - é a extensão da tubulação de baixa pressão [km];

L_{TF} - é a extensão da tubulação forçada [km];

P - é a potência da PCH [kW];

l_{cf} - é a extensão do canal de fuga [km];

l_{lt} - é a extensão da linha de transmissão [km].

Para o caso de PCH's com sistema de adução de baixa pressão com canal de adução e câmara de carga, utiliza-se a equação (5.27) para a determinação do custo em US\$.

$$CPC_{ca} = \sum_{i=1}^{24, i \neq 5, 6} f_i(Q, H, h_b, L_b, k_v, L_{CA}, L_{TF}, kt, P, l_{cf}, l_{lt}) \quad (5.27)$$

onde:

CPC_{CA} - é o custo da PCH com sistema de adução por canal;

L_{CA} - é a extensão do canal de adução [km];

kt - é o coeficiente de forma do terreno.

Os custos assim obtidos fornecem uma boa aproximação do valor real, entretanto, as variações existentes em função das características geofísicas do sítio, podem induzir a disparidades acentuadas, que dificultam grandemente a tomada de decisão relativa à potência da PCH.

5.3.2 - MÉTODO HÍBRIDO

O método híbrido proposto se baseia na utilização das equações (5.26) e (5.27), e numa posterior correção dos valores obtidos, em função das características do local de implementação da PCH.

Para isto é necessário se avaliar inicialmente as condições locais de implantação da PCH, e assim se determinar qual o tipo de arranjo básico mais apropriado. De posse deste arranjo básico se inicia a determinação das áreas críticas, ou seja, daquelas que apresentam características próprias que as tornem estruturas especiais, tais como características da rocha de fundação, volume de escavação para instalação da casa de máquinas, declividade da tubulação forçada, existência de materiais de construção civil nas proximidades, etc.

Uma vez levantados estes dados, se procede ao cálculo dos custos parametrizados das estruturas e equipamentos que não apresentam problemas.

As estruturas que apresentam características especiais devem ter suas equações de custo suprimidas, e se deve calcular seus volumes e custos de acordo com o equacionamento proposto no Capítulo 3. É aconselhável, uma vez que os cálculos estejam terminados, a conferência dos mesmos com os valores obtidos de forma parametrizada, objetivando a comparação entre os custos obtidos.

A vantagem de se calcular o custo da PCH desta forma é que assim ao final do estudo se obtém uma listagem do volume dos principais materiais envolvidos na sua construção, e assim se pode ter, em primeira aproximação, uma relação dos pontos de exploração de materiais de construção, tais como pedreiras, portos de areia, áreas de empréstimo de material e de bota-fora, etc.

Os custos assim obtidos tendem a ser mais precisos e reais do que os parametrizados.

A utilização deste método, entretanto, esbarra na dificuldade encontrada quando se pretende levantar os volumes envolvidos com a instalação

das estruturas, uma vez que para cada variação da potência da central, se tem uma grande modificação nos volumes de material e escavações envolvidos, de forma que se sugere a utilização da metodologia proposta por MARTINEZ [2], ou SANT'ANNA [29], para a determinação inicial da potência da PCH e assim, após a determinação deste valor, se recalculam os custos da PCH e se verifica a viabilidade da instalação da central.

Assim pode-se utilizar o equacionamento abaixo para a determinação do custo da PCH pelo método híbrido.

$$\begin{aligned}
 CP_H = & \sum_{i=1}^{24, i=A} f_i(Q, H, h_b, L_b, K_v, L_{CA}, kt, L_T, L_{TF}, P, l_{cf}, l_{lt}) + \\
 & + \sum_{i=1}^{15, i=B} g_i(Q, h_c, b, h_b, h_f, L_b, L_c, H, L, M, B, T, h, L_{CA}, m, \\
 & L_2, b_2, h_{2C}, e_c, e, D_e, L_{TF}, C, L, h_m, M_a, N, SB, A, B, D)
 \end{aligned} \tag{5.28}$$

onde:

- CP_H - é o custo da PCH calculada pelo método híbrido [US\$];
 Q - é a vazão de projeto da PCH [m³/s];
 Q_{max} - é a vazão de cheia máxima para cálculo [m³/s];
 H - é a altura de queda da PCH [m];
 h_b - é a altura da barragem [m];
 l_b - é a extensão da barragem em [m];
 l_{CA} - é a extensão do canal de adução [km];
 D - é o diâmetro da tubulação forçada da PCH [m];
 Dd - é o diâmetro da tubulação de baixa pressão [m];
 ND - é o número de tubulações do sistema de alta pressão;
 NDd - é o número de tubulações do sistema de baixa pressão;
 Nm - é o número de turbinas;
 kt - é o coeficiente de forma do terreno ;
 k - é o coeficiente de forma do vale;
 kc - é o coeficiente de tipo de material de revestimento do canal de adução;
 L_T - é a extensão da tubulação de baixa pressão [km];
 L_{TF} - é a extensão da tubulação forçada [km];
 th - é o tempo de fechamento do órgão de controle [s];

- P - é a potência da PCH [kW];
- θ - é o ângulo de inclinação da tubulação forçada;
- l_{cf} - é a extensão do canal de fuga [km];
- l_{lt} - é a extensão da linha de transmissão [km];
- A - são as equações que representam as estruturas calculadas pelo método de custos parametrizados;
- B - são as equações que representam as estruturas que devem ser calculadas pelo método proposto no Capítulo 3.

CAPÍTULO 6

METODOLOGIA PARA AVALIAÇÃO ECONÔMICA
DA ALTERNATIVA HIDRELÉTRICA

A avaliação econômica de um investimento se reveste de uma série de dificuldades derivadas das condições de retorno de capital da mesma. No caso de aproveitamentos hidrelétricos, tem-se como principal entrave a dificuldade em se modular a entrada das máquinas de forma que o sistema venha a absorver totalmente a energia disponível. Assim tem-se um problema de difícil resolução, uma vez que o atraso na instalação de uma máquina¹ pode vir a prejudicar todo o abastecimento de uma região. Quando se analisa a situação com a ótica da iniciativa privada, tem-se que contemplar a questão do retorno do capital, uma vez que este somente se dá em função da energia efetivamente faturada. Do acima exposto, tem-se que o cronograma de implantação se torna de vital importância.

6.1 - CÁLCULO DO CUSTO DA ENERGIA GERADA E DO RETORNO PARA A PCH

Pode-se calcular o custo da energia gerada em função de vários parâmetros. Neste trabalho, optou-se por calculá-lo através dos métodos do valor presente e da taxa interna de retorno (TIR).

O cálculo do retorno do capital para um investimento em PCH's, está ligado a vários fatores, dentre os quais temos o custo da instalação, a taxa de juros, a quantidade e custo de energia vendida. Nestas circunstâncias tem-se então um problema de solução relativamente complexa, uma vez que se procura fazer um balanço entre a receita obtida e o cronograma de desembolso existente.

¹ O atraso de entrada de uma máquina pode ser causado por problemas na etapa de construção e implantação das obras civis, por atrasos na fabricação, etc.

6.1.1 - PCH's ISOLADAS

Para o caso de PCH's atuando em sistemas isolados, ter-se-á uma curva de carga que se caracteriza por uma elevada demanda durante algumas horas do dia e por um patamar de baixo consumo no restante do dia. Pode-se adotar assim a condição de suprimento mostrado na figura 6.1, onde se nota um patamar com baixa demanda de energia e outro com uma demanda elevada. Para suprir este sistema tem-se que projetar a PCH de forma que a mesma seja capaz de operar durante os dois patamares,² sem grandes prejuízos para os grupos geradores.³

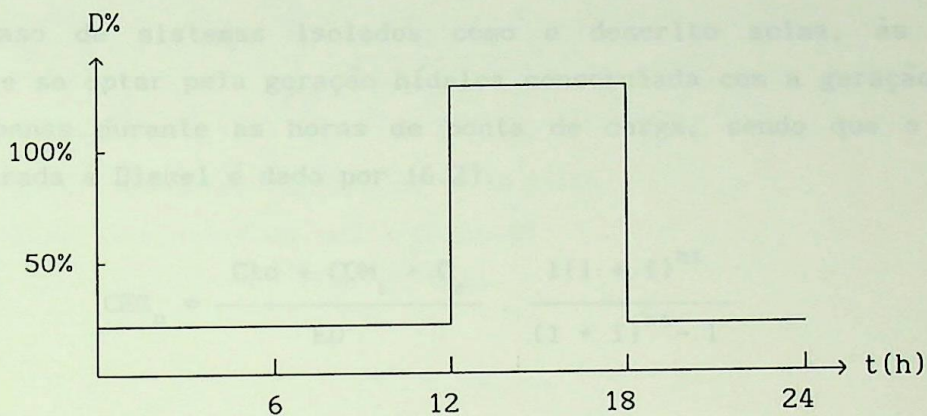


Figura 6.1 - Curva de Carga adotada

A adoção de uma curva de carga em dois patamares implica na simplificação e aproximação do diagrama de carga. Assim tem-se, pelo método do Valor Presente, que o custo da Energia Gerada pode ser calculado por (6.1).

$$CEG_h = \frac{C_{th} + COM_h}{ED} \cdot \frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1} \quad (6.1)$$

onde:

CEG_h - é o Custo da Energia Gerada, em US\$/kWh

² A operação em sistemas isolados, com patamares muito diversos, implica em esquemas específicos de motorização, que devem ser estudados criteriosamente, caso a caso.

³ Cavitação e baixo rendimento.

- Cth - Custo da PCH em US\$
- COM_h - Custo de Operação e Manutenção da PCH, normalmente é igual a 5% do valor de Cth em US\$
- ED - energia demandada pelo sistema em kWh em um ano
- i - é a Taxa de Desconto Anual
- n - é o vida econômica da PCH, em anos.

Assim tem-se para a variação da demanda anual uma variação do custo real da energia gerada.

No caso de sistemas isolados como o descrito acima, às vezes, é conveniente se optar pela geração hídrica consorciada com a geração térmica, alocada apenas durante as horas de ponta de carga, sendo que o Custo da Energia Gerada a Diesel é dado por (6.2).

$$CEG_D = \frac{Ctd + COM_t + C_c}{ED'} \cdot \frac{i(1+i)^{nt}}{(1+i)^{nt} - 1} \quad (6.2)$$

onde:

- CEG_D - Custo da energia gerada a diesel, em US\$/kWh
- Ctd - Custo da central térmica, em US\$
- COM_t - Custo de operação e manutenção da central térmica - adotado como 10% do valor de Ctd
- C_c - Custo de Combustível
- ED' - Energia Demandada da central térmica nas horas de ponta, em kWh, no ano
- i - Taxa de Desconto Anual
- nt - é a vida econômica da central térmica, em anos

Assim, o custo da energia gerada pode ser calculado por (6.3) .

$$CEG = \frac{CEG_h \cdot ED + CEG_D \cdot ED'}{ED + ED'} \quad (6.3)$$

$$CEG = \frac{\left[(Cth + COM_h) \cdot \frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1} + (Ctd + COM_t + C_c) \cdot \frac{i(1+i)^{nt}}{(1+i)^{nt} - 1} \right]}{ED + ED'}$$

Com a equação acima, pode-se calcular o custo da energia gerada para o sistema sendo abastecido apenas pela central hidráulica, pela térmica ou por ambas. De posse destes valores, seleciona-se o que apresentar o menor custo e a partir daí é possível dimensionar o sistema de geração de energia elétrica.

O cálculo da taxa interna de retorno é feito utilizando-se do equacionamento proposto em (6.4), do custo de venda da energia, do custo das centrais geradoras e do tempo de retorno de cada uma.

$$\sum_{J=0}^n \frac{X_J}{(1+TIR)^J} = 0 \quad (6.4)$$

onde:

TIR - é a taxa interna de retorno de um projeto

X_J - é o valor das receitas menos despesas

n - é a vida econômica da PCH, em anos.

6.1.2 - SISTEMAS INTERLIGADOS

Para a PCH atuando interligada a um sistema e supondo-se que toda a energia gerada pela mesma seja entregue ao sistema, pode-se calcular o custo da energia gerada de acordo com a equação (6.5), que relaciona a taxa de retorno da PCH, o custo total de implantação da mesma, a energia gerada e entregue ao sistema e a vida econômica da central.

$$CEG = \frac{C_{th} + COM}{E} \cdot \frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1} \quad (6.5)$$

onde:

E - é a energia gerada pela PCH em kWh, em um ano.

Este equacionamento permitirá a avaliação do investimento sob as hipóteses anteriormente levantadas.

O cálculo da taxa interna de retorno é feito utilizando-se também o equacionamento proposto em (6.4).

As análises efetuadas tanto para o sistema isolado quanto para o sistema interligado permitem avaliar de forma simples qual o retorno esperado para cada potência a ser instalada na PCH, desta forma tem-se uma busca iterativa do valor ótimo de implantação da PCH, onde se procura maximizar a energia gerada e o retorno líquido, utilizando-se da TIR como balizadora do investimento.

Para obter a potência instalada da PCH, calcula-se, para os vários arranjos previstos e seus cronogramas de motorização, o valor presente do fluxo de caixa composto pelas despesas e receitas provenientes da geração de energia elétrica, e assim, de forma exaustiva ou fazendo uso de programação dinâmica chega-se a um ponto no qual o valor presente é maximizado ao valor de desembolso. Este ponto determina, em última análise, qual a potência da PCH, e seu respectivo cronograma de motorização.

O fluxograma para se realizar esta otimização, em etapa de pré-dimensionamento, é apresentado na Figura 6.2.

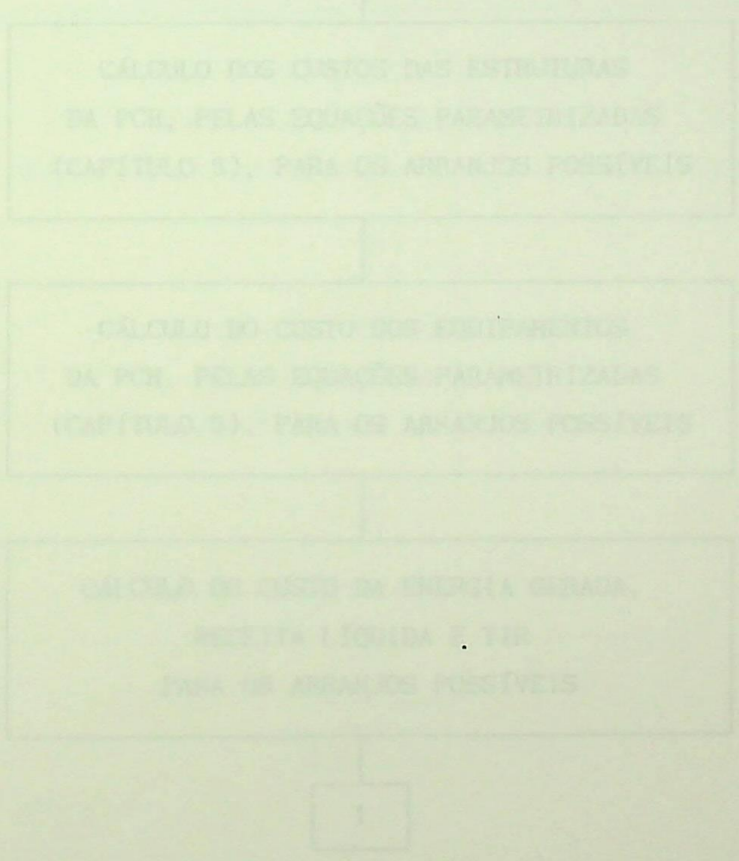


Figura 6.2 - Fluxograma de Otimização

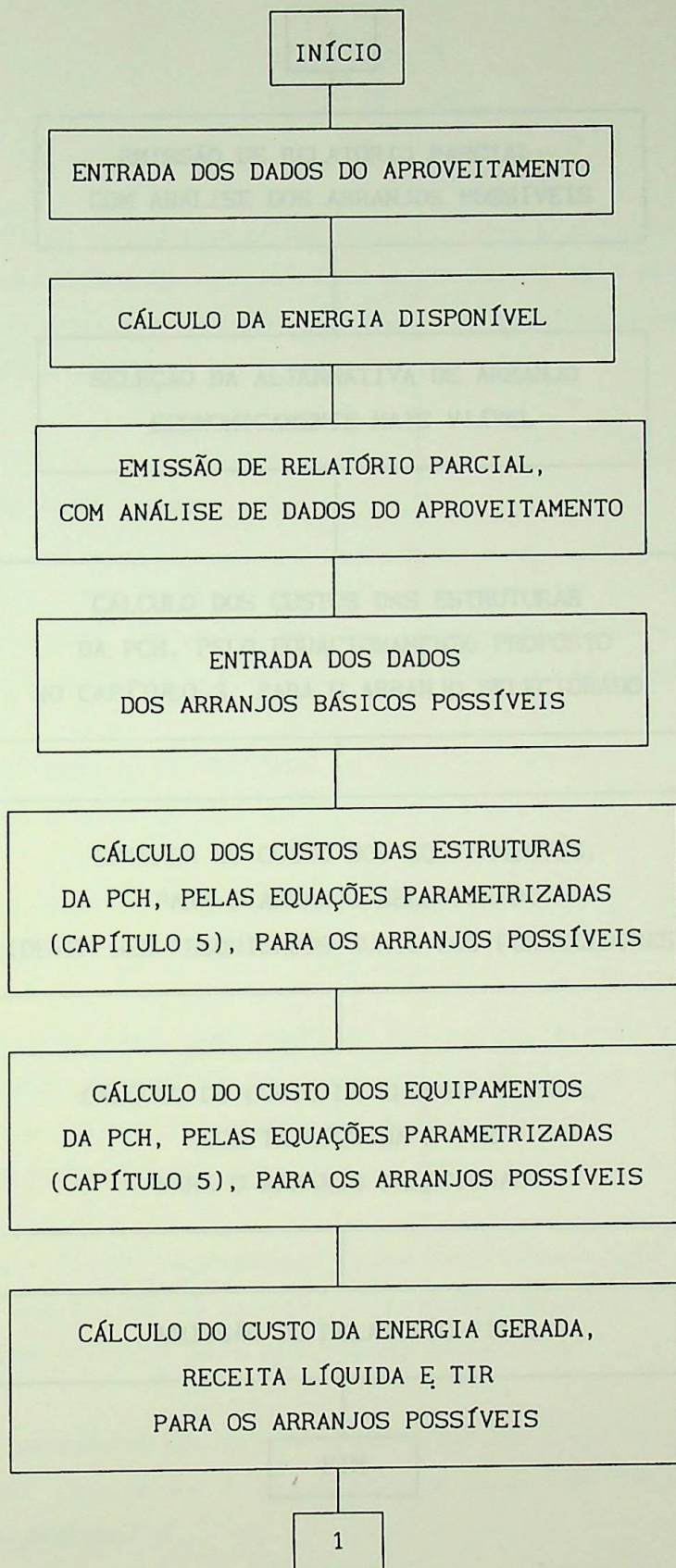


Figura 6.2 - Fluxograma de Otimização

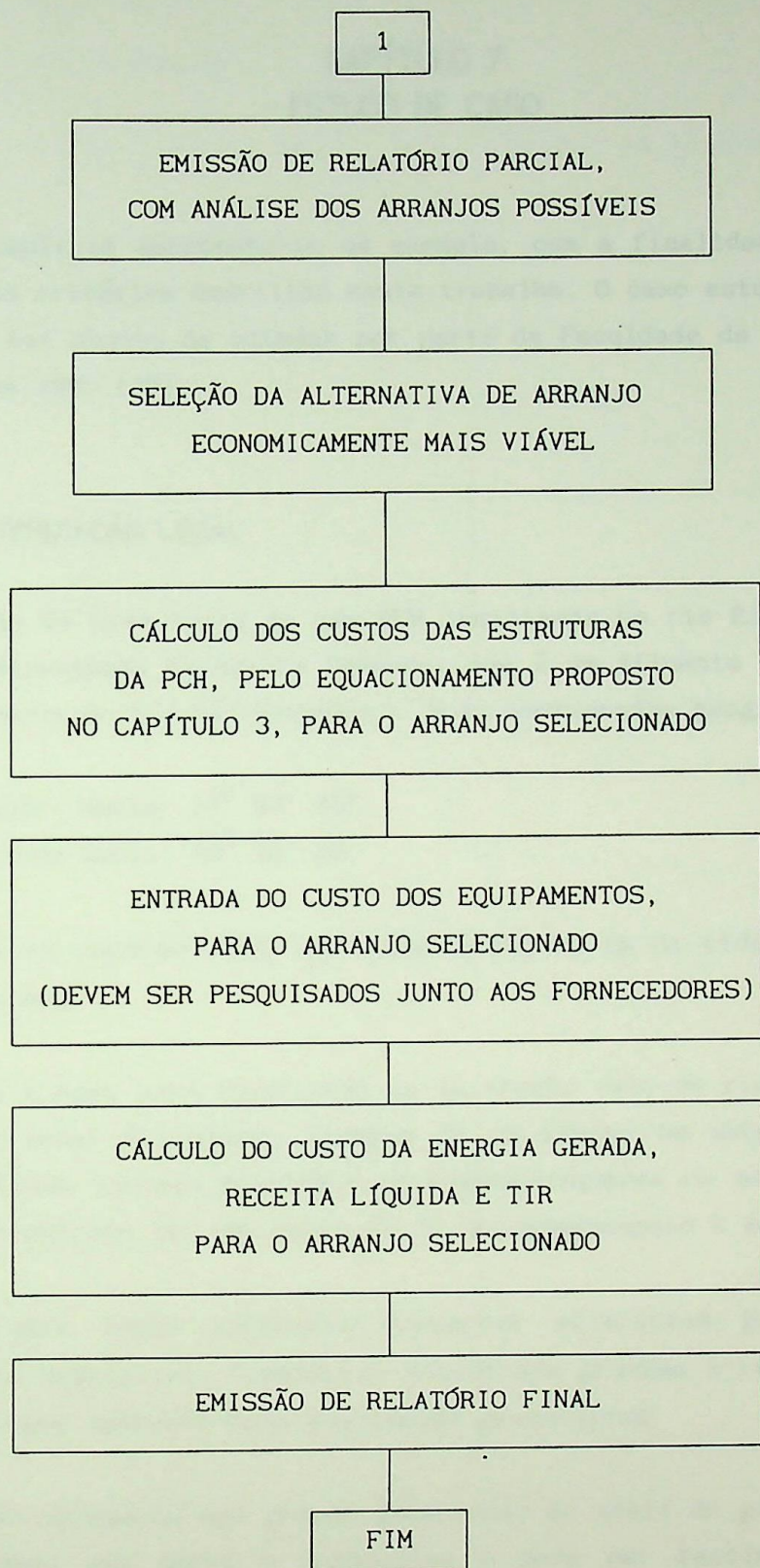


Figura 6.2 - Fluxograma de Otimização (continuação)

CAPÍTULO 7 ESTUDO DE CASO

Neste capítulo apresenta-se um exemplo, com a finalidade de ilustrar a aplicação dos critérios descritos neste trabalho. O caso estudado se refere a uma PCH que foi objeto de estudos por parte da Faculdade de Engenharia Civil de Itajubá em 1990 [25].

7.1 - CARACTERIZAÇÃO LOCAL

O estudo de caso trata de uma PCH localizada no rio Rio de Janeiro, na localidade denominada Cachoeira Redonda, que é um afluente do Rio Grande, e pertence à Bacia do Rio São Francisco. Suas coordenadas geográficas são:

- latitude Norte: $11^{\circ} 53' 45''$
- longitude Oeste: $45^{\circ} 25' 20''$

O sítio em questão dista aproximadamente 90 km da cidade de Barreiras, no Oeste Bahiano.

A queda d'água está localizada em um trecho reto do rio Rio de Janeiro. O acesso ao local é possível através de um trecho em asfalto da BR020, e outro em estrada vicinal existente na margem esquerda do mesmo. Até o local da PCH, esta estrada tem uma extensão de aproximadamente 8 km.

A geologia local apresenta formações aflorantes próximas ao rio, provavelmente quartzitos. O material encontrado próximo à região do provável eixo da barragem aparenta boas qualidades geotécnicas.

A região apresenta uma grande quantidade de areia de granulação fina. A água utilizável nas obras é cristalina e pode ser facilmente obtida por bombeamento direto do rio.

7.2 - DADOS PARA CÁLCULOS

A curva de duração de vazões para o ponto em estudo é mostrada na figura 7.1 .

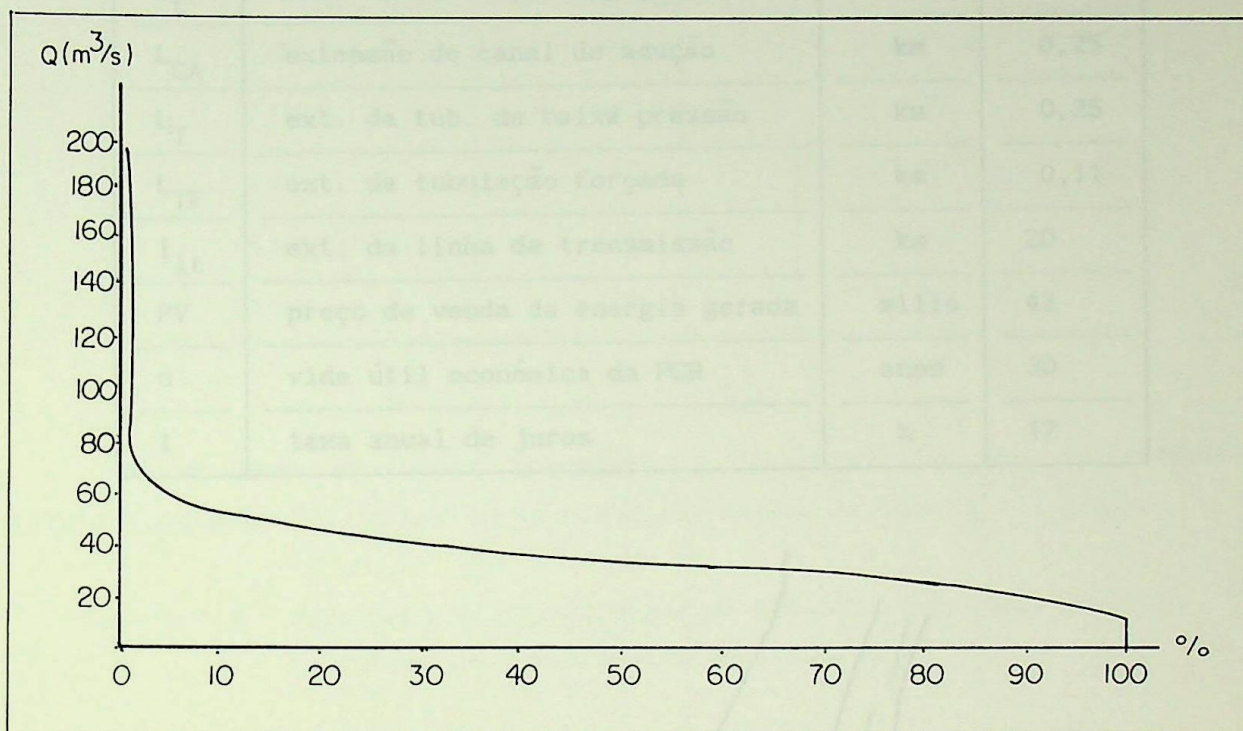


Figura 7.1 - Curva de duração de vazão no ponto de estudo

Fonte : Referência [25]

A figura 7.2 mostra o arranjo básico proposto para a PCH-Cachoeira Redonda.

A Tabela 7.1 mostra as características físicas do aproveitamento. a Tabela 7.2 mostra os dados relativos às alturas possíveis da barragem.

Tabela 7.1 - Características físicas do aproveitamento

SÍMBOLO	PARÂMETRO	UNIDADE	QUANT.
H	altura de queda bruta	m	19
K_v	coeficiente de forma do vale	-	1
k_t	coef. de correção topográfica	-	1
L_{CA}	extensão do canal de adução	km	0,25
L_T	ext. da tub. de baixa pressão	km	0,25
L_{TF}	ext. da tubulação forçada	km	0,11
l_{lt}	ext. da linha de transmissão	km	20
PV	preço de venda da energia gerada	mills	42
n	vida útil econômica da PCH	anos	30
i	taxa anual de juros	%	12

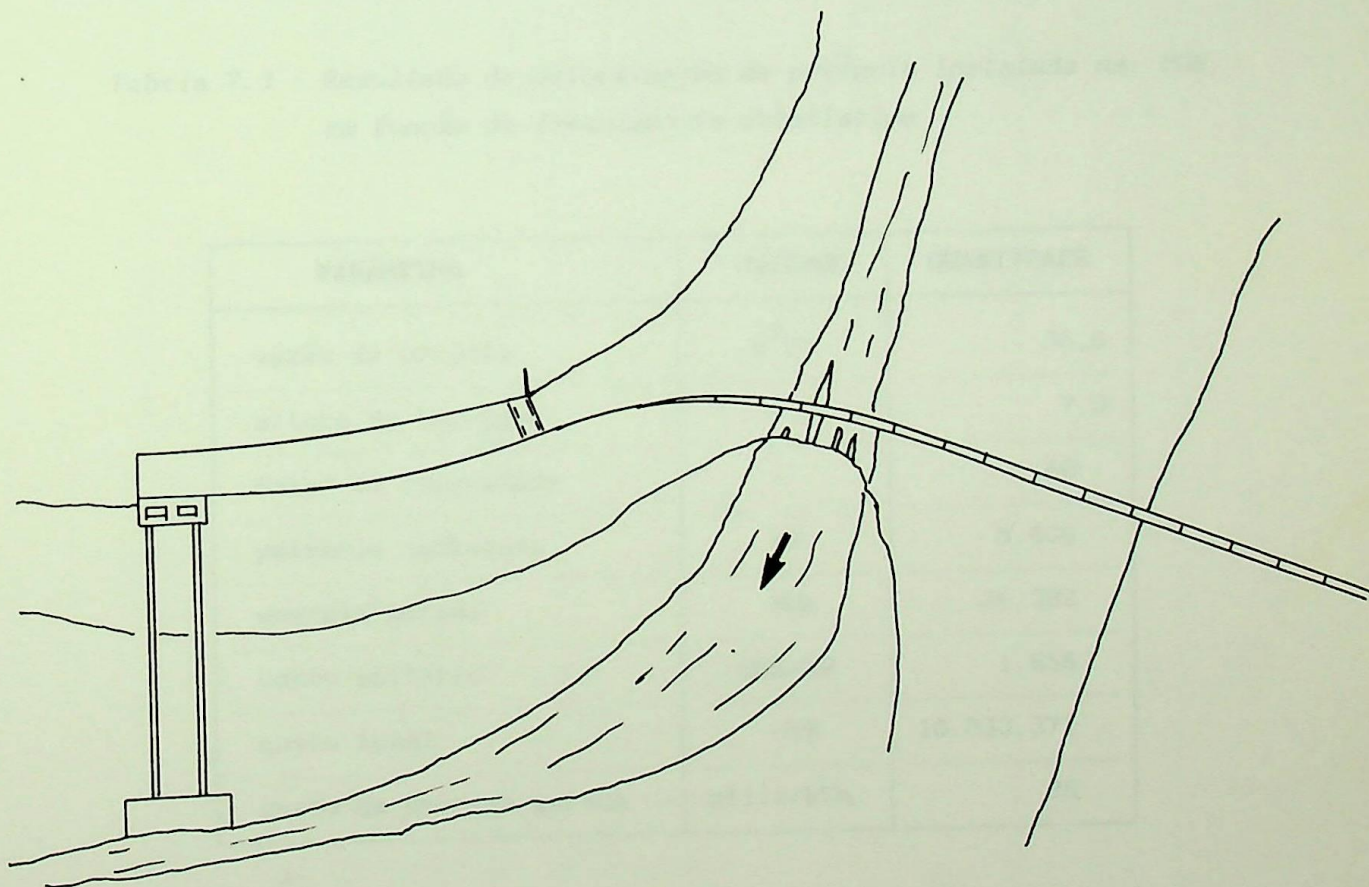


Figura 7.2 - Arranjo básico da PCH-Cachoeira Redonda

Fonte : Referência [25]

Tabela 7.2 - Dados relativos à barragem

ALTURA DA BARRAGEM	EXTENSÃO	ÁREA INUNDADA (ha)
3,00	150	15,0
4,00	220	16,5
5,00	270	18,0
6,00	320	19,5
7,00	340	20
8,00	360	23
9,00	450	32
10,00	530	50

Com a base de dados anterior, e utilizando-se do levantamento estatístico descrito, chega-se ao resultado obtido na Tabela 7.3 abaixo.

Tabela 7.3 - Resultado da determinação da potência instalada na PCH, em função do levantamento estatístico

PARÂMETRO	UNIDADE	QUANTIDADE
vazão de projeto	m ³ /s	36,6
altura da barragem	m	7,0
fator de capacidade	-	60
potência instalada	kW	5.400
energia gerada	MWh	26.382
custo unitário	US\$/kW	1.858
custo total	US\$	10.033.371
custo da energia gerada	mills/kWh	35

Com base neste levantamento, e utilizando-se dos critérios de dimensionamento propostos no Capítulo 3 e dos dados complementares da Tabela 7.4, obtêm-se o resultado exposto na Tabela 7.5.

Tabela 7.4 - Dados para cálculo da PCH, em função do dimensionamento proposto

SÍMBOLO	PARÂMETRO	UNIDADE	QUANT.
hc	largura da crista da barragem	m	1
b	largura da base da barragem	m	variável 5,0 a 8,4
hb	altura da barragem	m	variável 3,6 a 7,0
hf	profundidade da fundação	m	1
Lb	extensão dos blocos da barragem	m	15
Lc	extensão do desarenador da tomada d'água	m	4
H	altura da tomada d'água	m	5
L	largura da tomada d'água	m	17
M	altura da tomada d'água menos a altura do canal	m	1,8
B	base do canal da tomada d'água	m	3
T	esp. da parede da tomada d'água	m	1,3
b	largura do canal de adução	m	17
h	altura do canal de adução	m	5
L _{CA}	extensão do canal de adução	m	250
m	inclinação do talude do canal de adução	-	0
L ₂	extensão da câmara de carga	m	10,2
b ₂	largura da câmara de carga	m	15
h _{2c}	altura da câmara de carga	m	6,1
e _c	espessura das paredes da câmara de carga	m	0,6

Tabela 7.4 - Dados para cálculo da PCH, em função do dimensionamento proposto (continuação)

SÍMBOLO	PARÂMETRO	UNIDADE	QUANT.
e	espessura das paredes da tubulação forçada	pol	3/8
De	diâmetro da tubulação forçada	m	2,82
LTF	comprimento da tubulação forçada	m	110
C	comprimento do bloco de apoio	m	4
LS	espaçamento entre blocos de apoio	m	10
hm	pé direito da casa de máquinas	m	8,6
Ma	largura da área destinada às máquinas	m	10,85
N	compr. da área destinada às máq.	m	37
SB	comprimento da área destinada à tubulação de sucção	m	3

DIMENSÕES DOS BLOCOS (m)				
TIPO	A	B	C	E
A	5	4	5	3,2
B	9,20	3	3	6,0
C	3	3	3	3
D	5	4	5	5

7.3 - RESULTADOS

Tabela 7.5 - Resultado obtido no pré-dimensionamento

ÍTEM	DISCRIMINAÇÃO	UNIDADE	QUANT.
1.0	BARRAGEM DE CONCRETO E VERTEDOIRO		
	- concreto ciclópico	m ³	4.476
2.0	TOMADA D'ÁGUA		
	- concreto	m ³	550
3.0	CANAL DE ADUÇÃO		
	- concreto	m ³	420
	- brita para base do canal	m ³	150
4.0	CÂMARA DE CARGA		
	- concreto	m ³	786
5.0	TUBULAÇÃO FORÇADA		
	- tubos de aço	kg	145.730
	- concreto para blocos de apoio e ancoragem	m ³	1.220
	- brita para base dos blocos de apoio e ancoragem	m ³	53
6.0	CASA DE MÁQUINAS		
	- concreto	m ³	250

CAPÍTULO 8

COMENTÁRIOS FINAIS

Os critérios de dimensionamento apresentados nesta dissertação são resultados de um extenso trabalho de pesquisa em inúmeros artigos e trabalhos nacionais e estrangeiros.

Procurou-se, através deste trabalho, compilar os procedimentos utilizados quando do dimensionamento de PCH's; obviamente que, a maior parte destes procedimentos foram extraídos dos Manuais de PCH's, da ELETROBRÁS/DNAEE, que é a referência básica, utilizando-se outras referências em alguns casos em que os Manuais são omissos ou inadequados. Sabe-se que muitos critérios adotados pelos Manuais merecem ser reestudados, o que não foi feito neste trabalho, pois além de fugir ao objetivo do mesmo, o tornaria bastante extenso; sugere-se, assim, que outros trabalhos possam ser conduzidos com o objetivo de analisar criticamente alguns procedimentos dos Manuais.

Para determinação do custo do empreendimento foi apresentado o trabalho do Martinez [2], como uma alternativa. E foi proposta outra alternativa, que consistia de um método híbrido, ou seja, determinava-se o custo das estruturas isoladamente, através dos volumes previamente determinados, e somava-se este custo aos demais, determinados pelo método do Martinez. O custo assim determinado fornece apenas uma noção do custo real, pois muitos detalhes são suprimidos. As expressões para o cálculo de volumes aqui apresentadas fornecem os valores aproximados do montante de concreto envolvido no empreendimento. Cabe, porém, salientar que estes valores fornecem apenas uma ordem de grandeza do investimento, em termos de obras civis. Sugere-se que, para trabalhos futuros, sejam desenvolvidas novas expressões, procurando-se detalhar e precisar mais estes valores, podendo incluir cálculos de equipamentos elétricos e hidro-mecânicos, refinando, assim, os estudos de custos.

Dada a extensão deste trabalho, nada foi dito sobre geradores, subestação e linha de transmissão, e avalia-se que estes são itens bastante importantes e não deveriam ser omitidos.

Com relação ao dimensionamento da casa de máquinas, procurou-se sempre deixar uma área disponível para manobras e manutenção dentro da mesma, o que resulta em grandes áreas, mas levou-se em consideração as PCH's executadas em locais distantes dos grandes centros.

Sugere-se, também, a extensão deste trabalho para centrais de baixa queda com máquinas bulbo e "S", que atualmente estão se tornando bastante comuns; comparando seu custo com o custo de centrais com turbinas Francis ou Kaplan, haja visto que há uma redução das obras civis e dos volumes de escavação.

Com relação aos equipamentos mecânicos, no tocante às turbinas hidráulicas, julga-se que uma boa contribuição foi dada, relacionando-se seus tipos, seus campos de aplicação, seus dimensionamentos e a experiência dos fabricantes nacionais. Mas, no tocante aos equipamentos hidromecânicos, pouco foi dito sobre dimensionamento de comportas e nada foi dito sobre válvulas borboleta; o mesmo acontecendo com o sistema de regulação. Sugere-se a extensão destes itens em trabalhos futuros.

Conclui-se, finalmente, que o trabalho não apresentou um tema inédito, mas sua contribuição vem no sentido de auxiliar os projetistas de PCH's numa consulta rápida aos procedimentos para dimensionamento das estruturas civis e dos equipamentos mecânicos, cálculo e avaliação de seu custo.

APÊNDICE 1
DESVIO DO RIOCASO 2 - FUNDAÇÃO EM SOLO, VAZÃO DE DESVIO SUPERIOR A 1,0 m³/s

- ETAPA 1 (Fig. 1)
Escavação do canal de desvio e do canal para implantação da tomada d'água.
- ETAPA 2 (Fig. 2)
Construção das ensecadeiras, implantação da tubulação para a 2.^a etapa de desvio e escavação do canal extravasor.
- ETAPA 3 (Fig. 3)
Execução da 1.^a parte da barragem na área ensecada.
- ETAPA 4 (Fig. 4)
Remoção das ensecadeiras do leito do rio, implantação de ensecadeiras no canal de desvio e rio desviado para a tubulação implantada na Etapa 2.
- ETAPA 5 (Fig. 5)
Canal de desvio ensecado, execução da 2.^a parte da barragem e fechamento da tubulação de desvio.

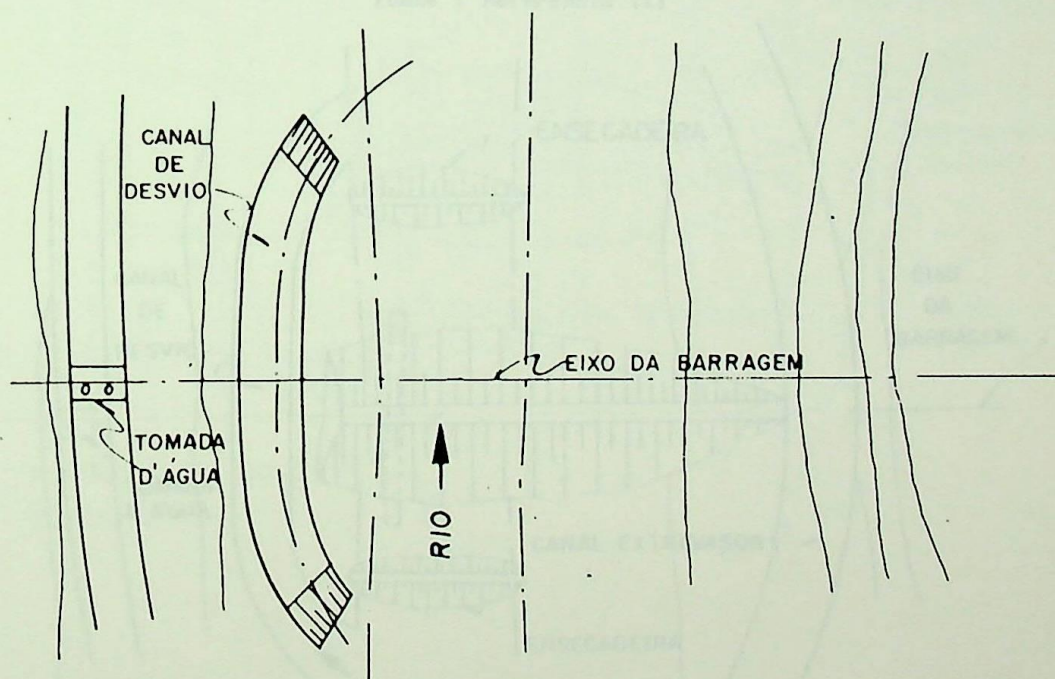


Figura 1 - Desvio do Rio - ETAPA 1 - CASO 2

Fonte : Referência [1]

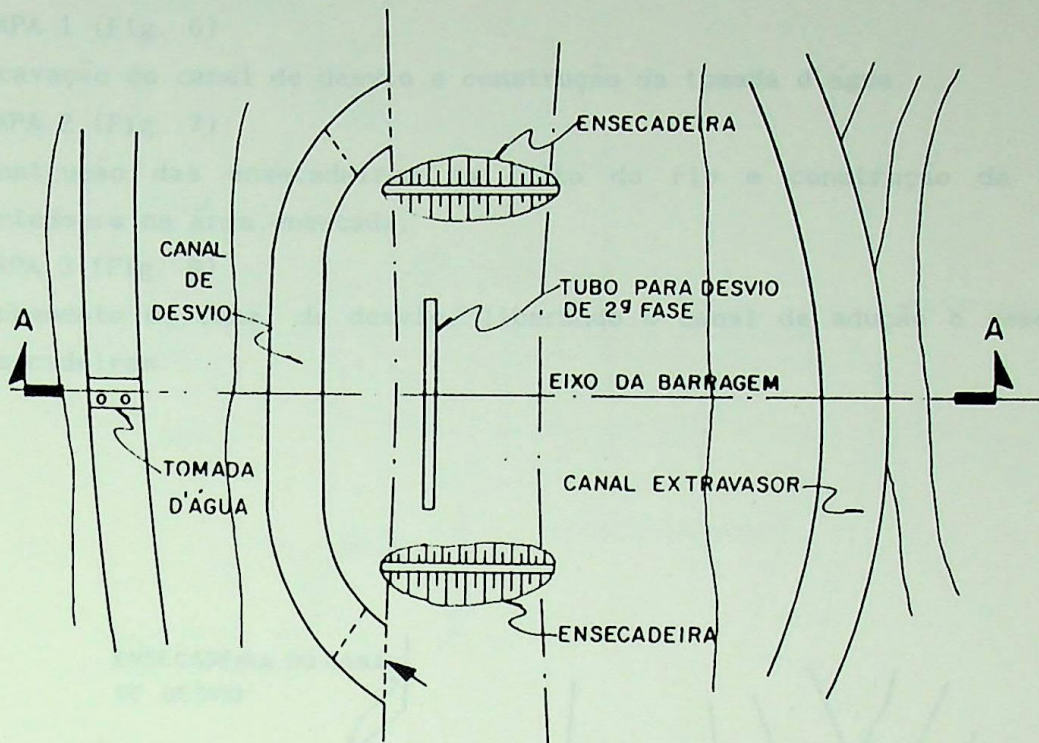


Figura 2 - Desvio do Rio - ETAPA 2 - CASO 2

Fonte : Referência [1]

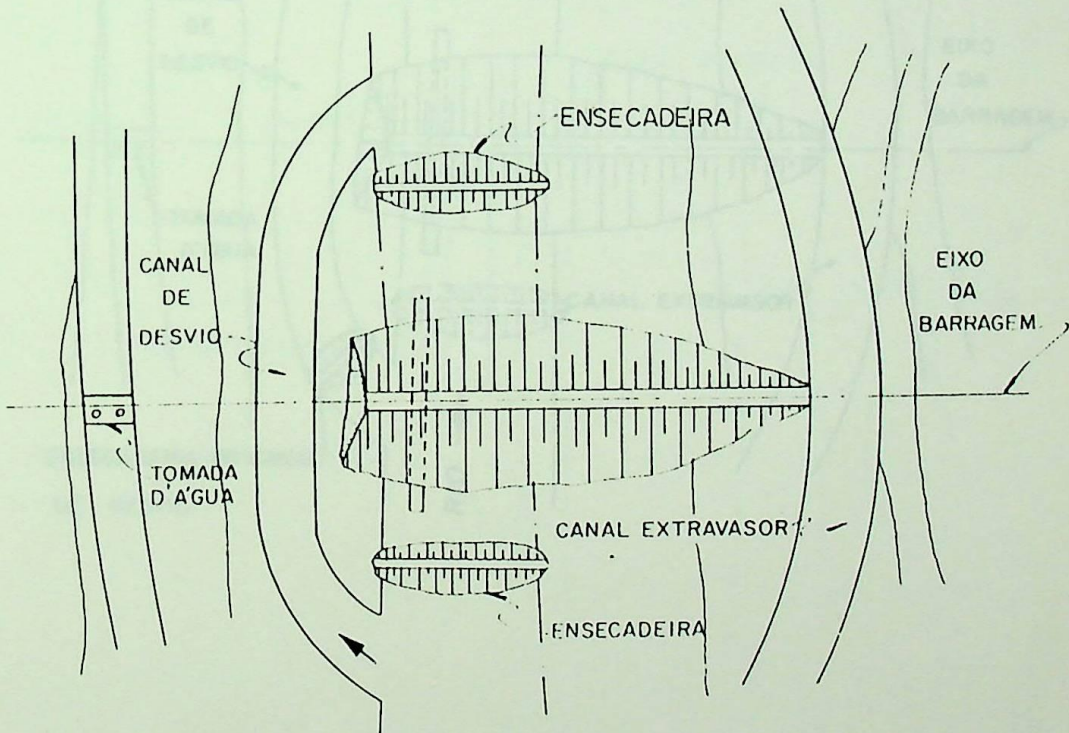


Figura 3 - Desvio do Rio - ETAPA 3 - CASO 2

Fonte : Referência [1]

CASO 3 - FUNDAÇÃO ROCHOSA, DESVIO PELA OMBREIRA

- ETAPA 1 (Fig. 6)
Escavação do canal de desvio e construção da tomada d'água.
- ETAPA 2 (Fig. 7)
Construção das ensecadeiras no leito do rio e construção da barragem vertedoura na área ensecada.
- ETAPA 3 (Fig. 8)
Fechamento do canal de desvio, liberando o canal de adução e remoção das ensecadeiras.

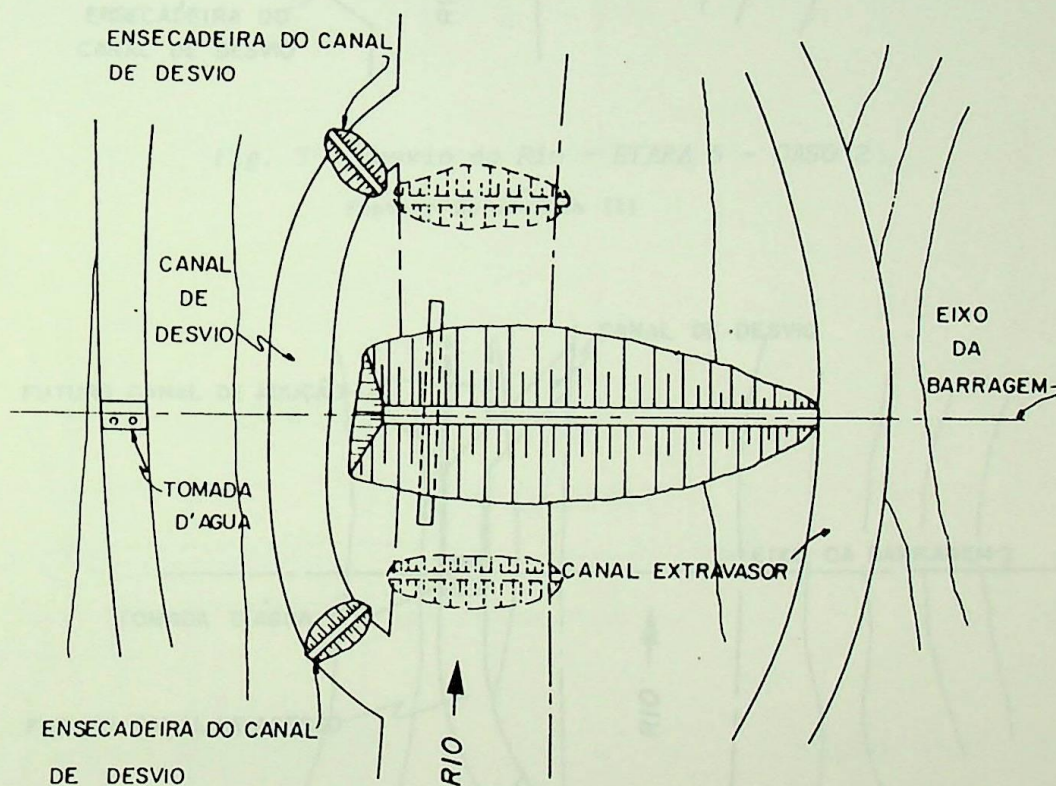


Figura 4 - Desvio do Rio - ETAPA 4 - CASO 2

Fonte : Referência [1]

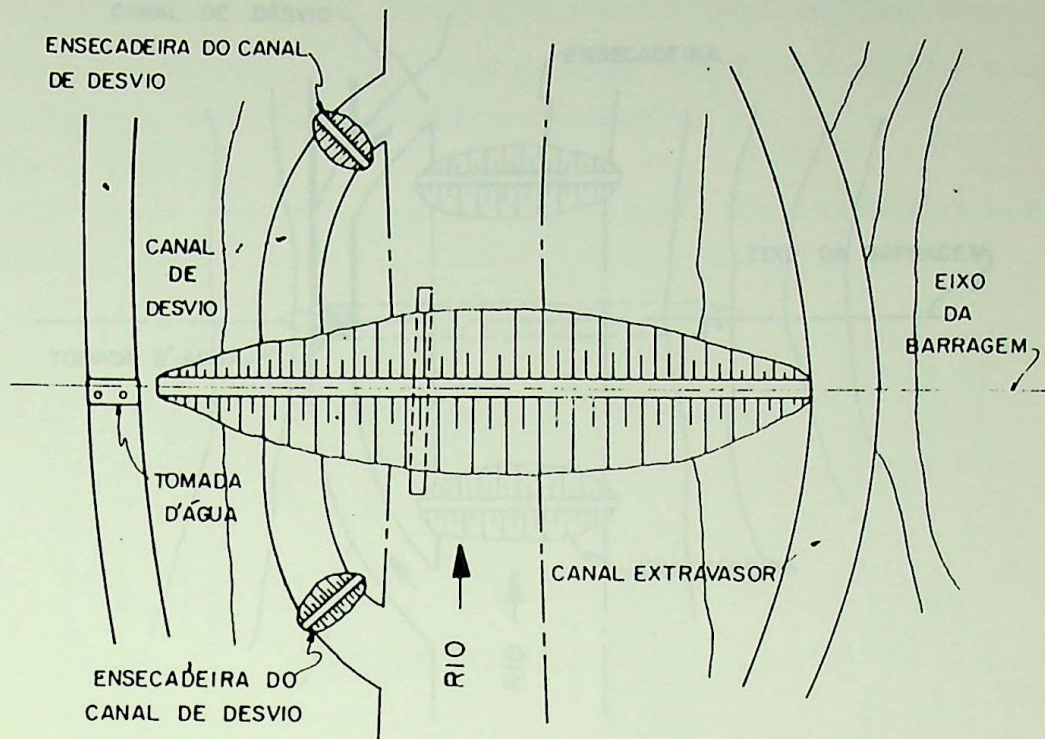


Fig. 5 - Desvio do Rio - ETAPA 5 - CASO 2

Fonte : Referência [1]

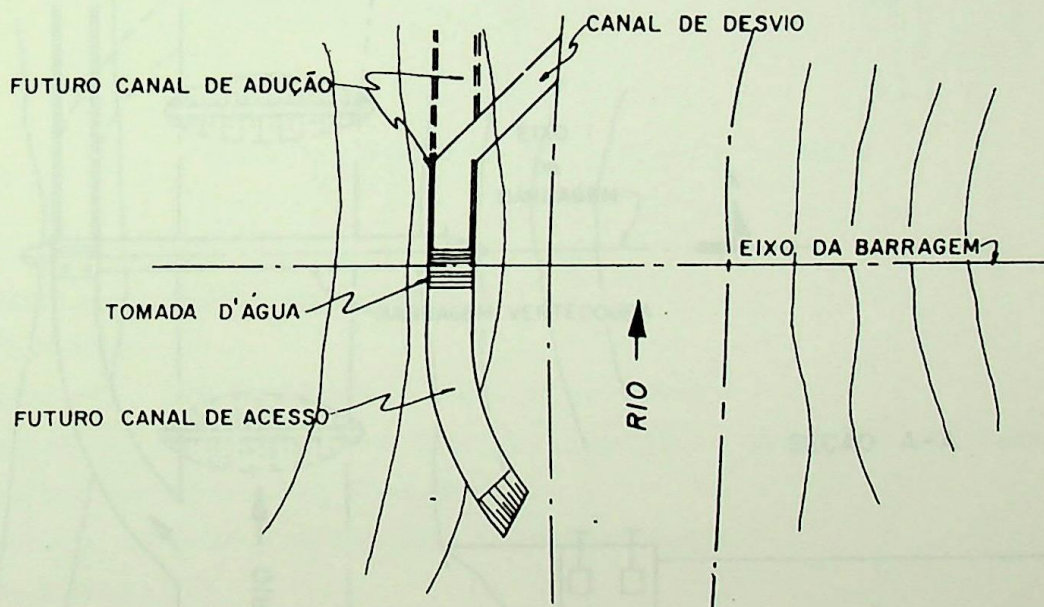


Figura 6 - Desvio do Rio - ETAPA 1 - CASO 3

Fonte : Referência [1]

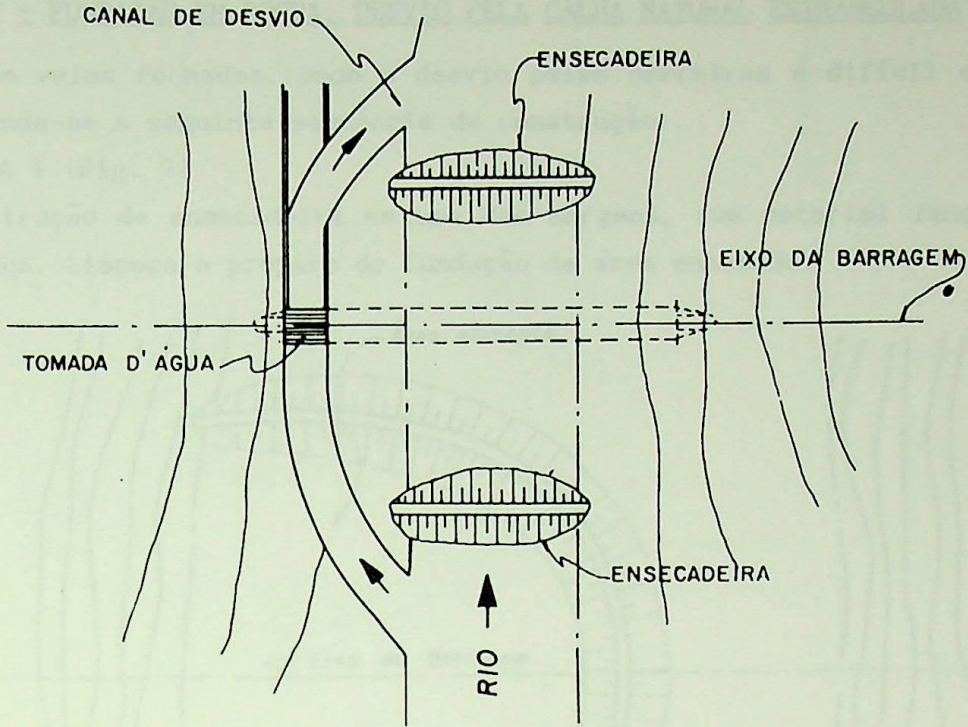


Figura 7 - Desvio do Rio - ETAPA 2 - CASO 3

Fonte : Referência [1]

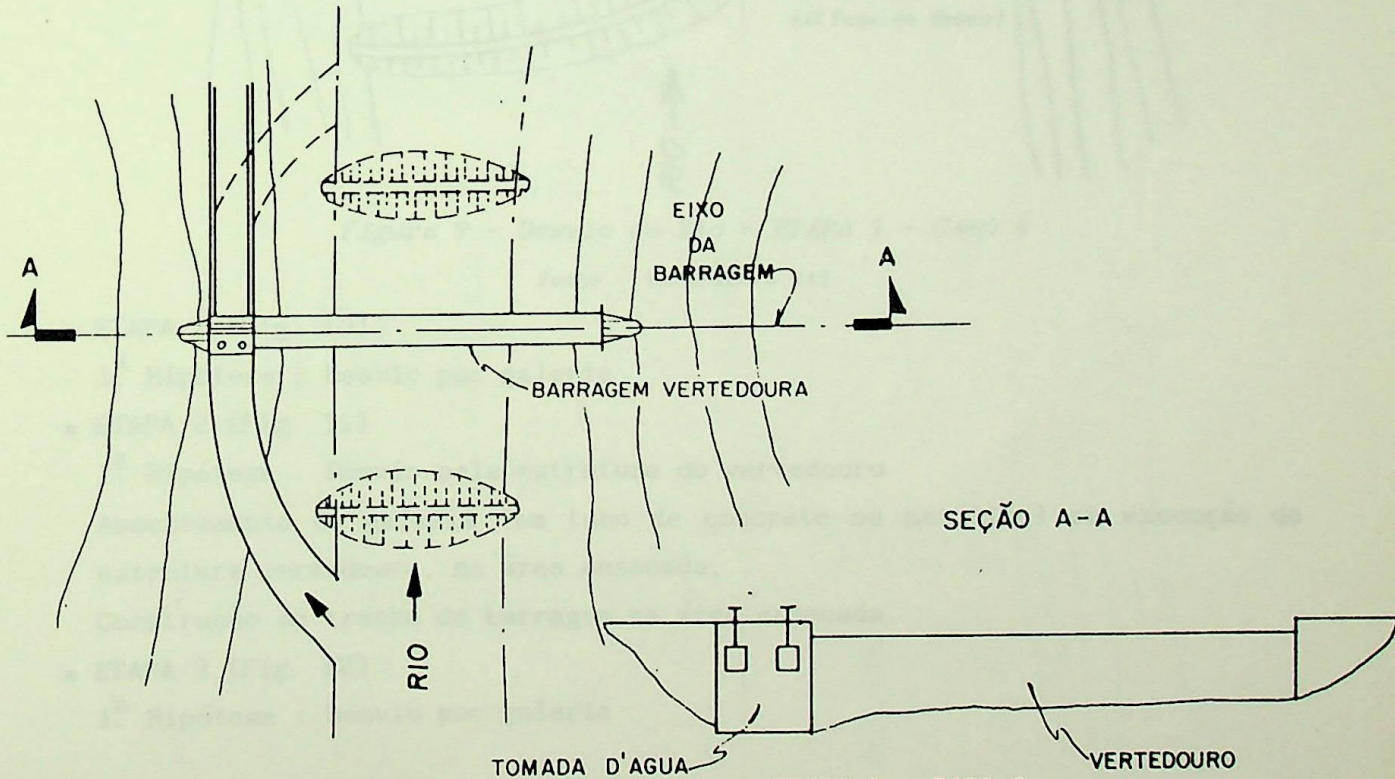


Figura 8 - Desvio do Rio - ETAPA 3 - CASO 3

Fonte : Referência [1]

CASO 4 - FUNDAÇÃO EM ROCHA, DESVIO PELA CALHA NATURAL ESTRANGULADA

Em vales fechados, onde o desvio pelas ombreiras é difícil e oneroso, recomenda-se a seguinte sequência de construção.

■ ETAPA 1 (Fig. 9)

Construção de ensecadeira em uma das margens, com material lançado dentro d'água. Limpeza e preparo de fundação da área ensecada.

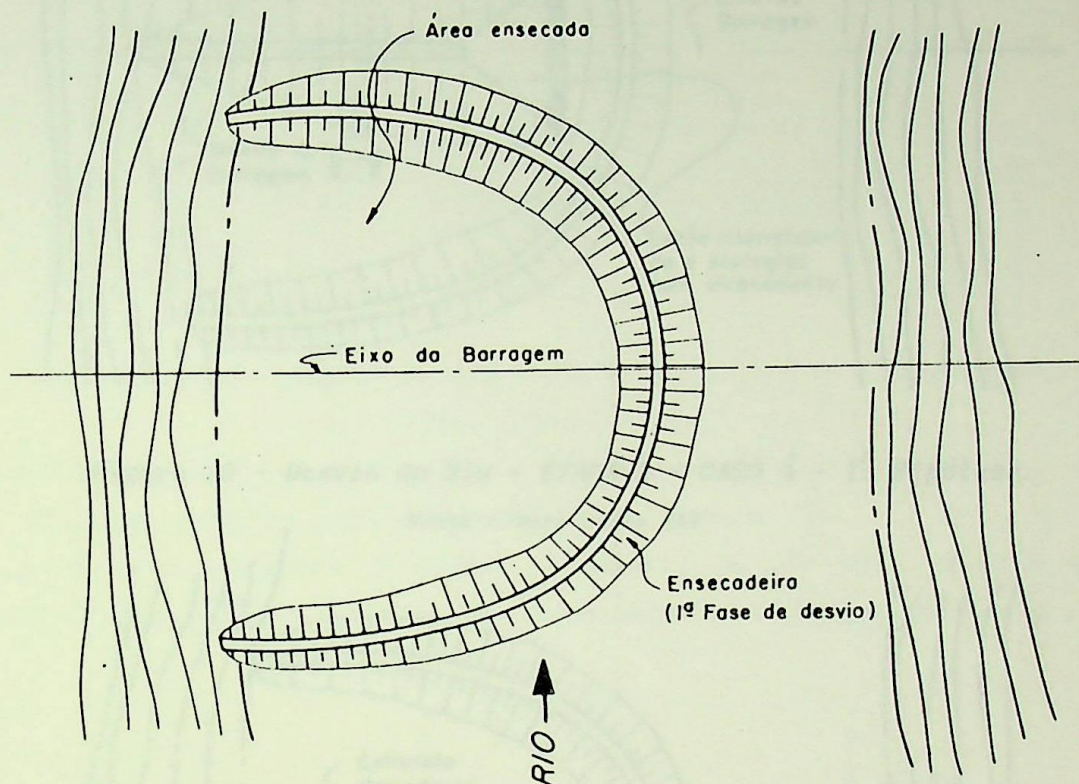


Figura 9 - Desvio do Rio - ETAPA 1 - CASO 4

Fonte : Referência [1]

■ ETAPA 2 (Fig. 10)

1.^a Hipótese : Desvio por galeria

■ ETAPA 2 (Fig. 11)

2.^a Hipótese : Desvio pela estrutura do vertedouro

Assentamento da galeria (em tubo de concreto ou metálico) ou execução da estrutura vertedoura, na área ensecada.

Construção do trecho da barragem na área ensecada.

■ ETAPA 3 (Fig. 12)

1.^a Hipótese : Desvio por galeria

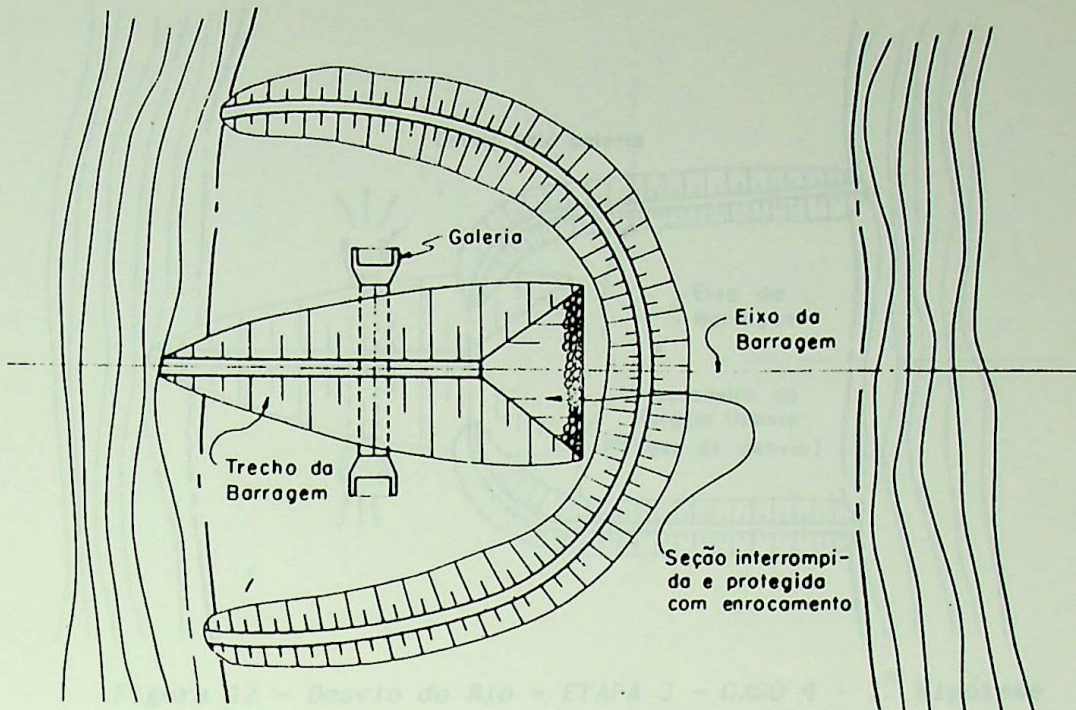


Figura 10 - Desvio do Rio - ETAPA 2 - CASO 4 - 1.^a Hipótese

Fonte : Referência [1]

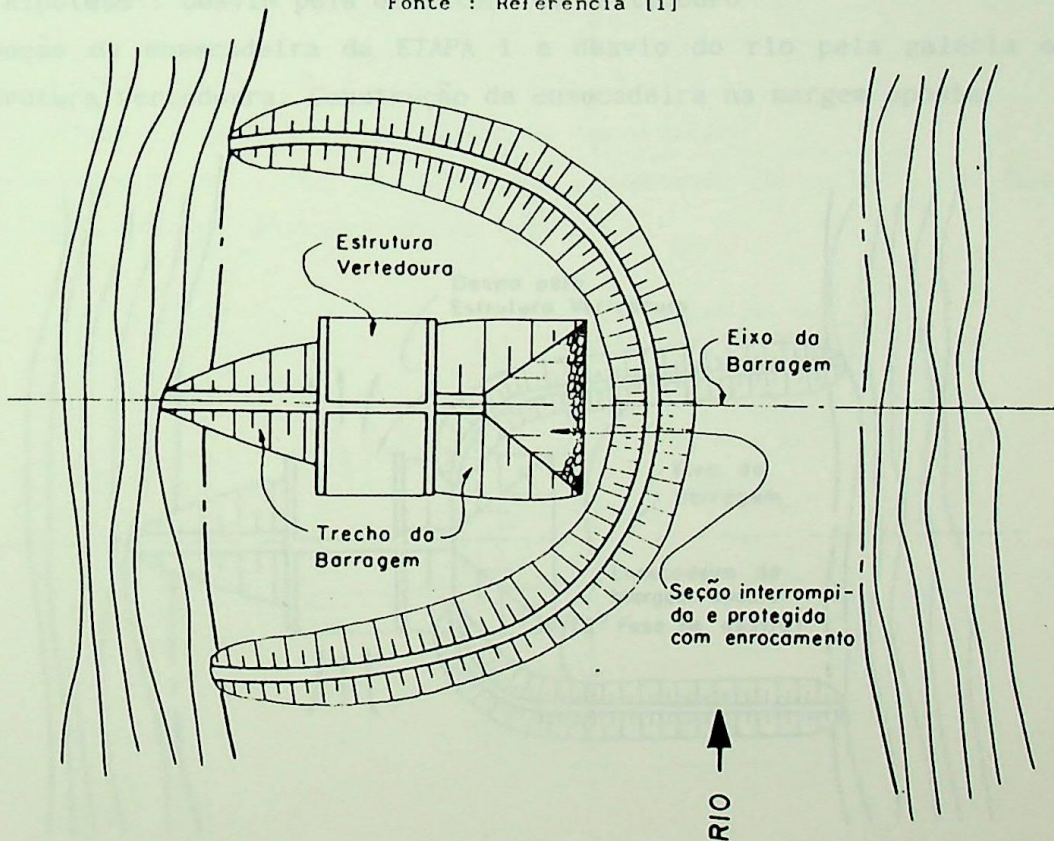


Figura 11 - Desvio do Rio - ETAPA 2 - CASO 4 - 2.^a Hipótese

Fonte : Referência [1]

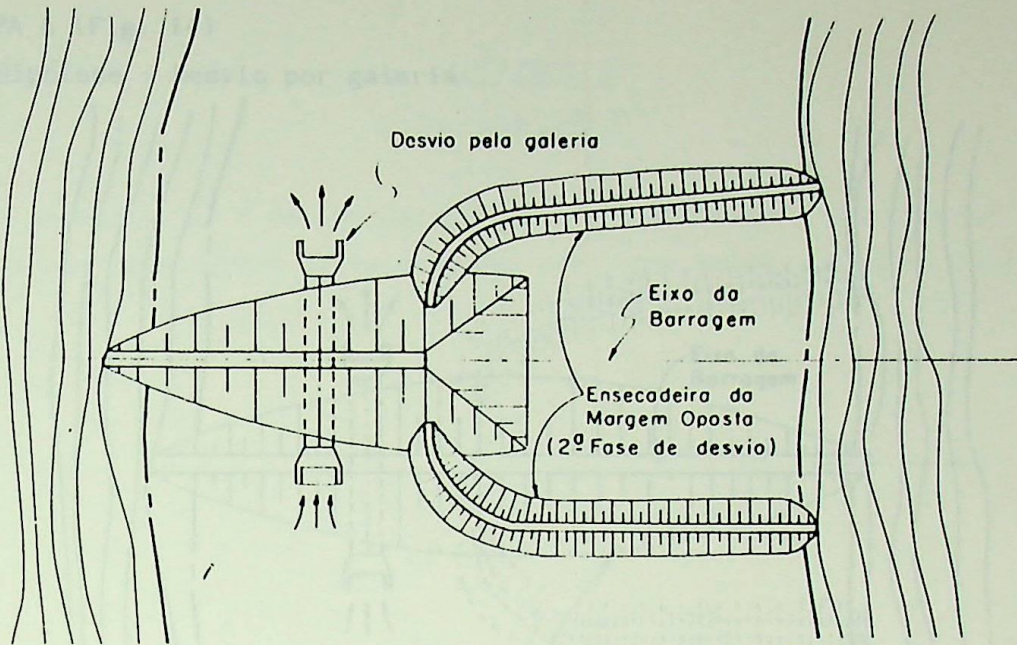


Figura 12 - Desvio do Rio - ETAPA 3 - CASO 4 - 1ª Hipótese

Fonte : Referência [1]

■ ETAPA 3 (Fig. 13)

2ª Hipótese : Desvio pela estrutura do vertedouro

Remoção da ensecadeira da ETAPA 1 e desvio do rio pela galeria ou pela estrutura vertedoura. Construção da ensecadeira na margem oposta.

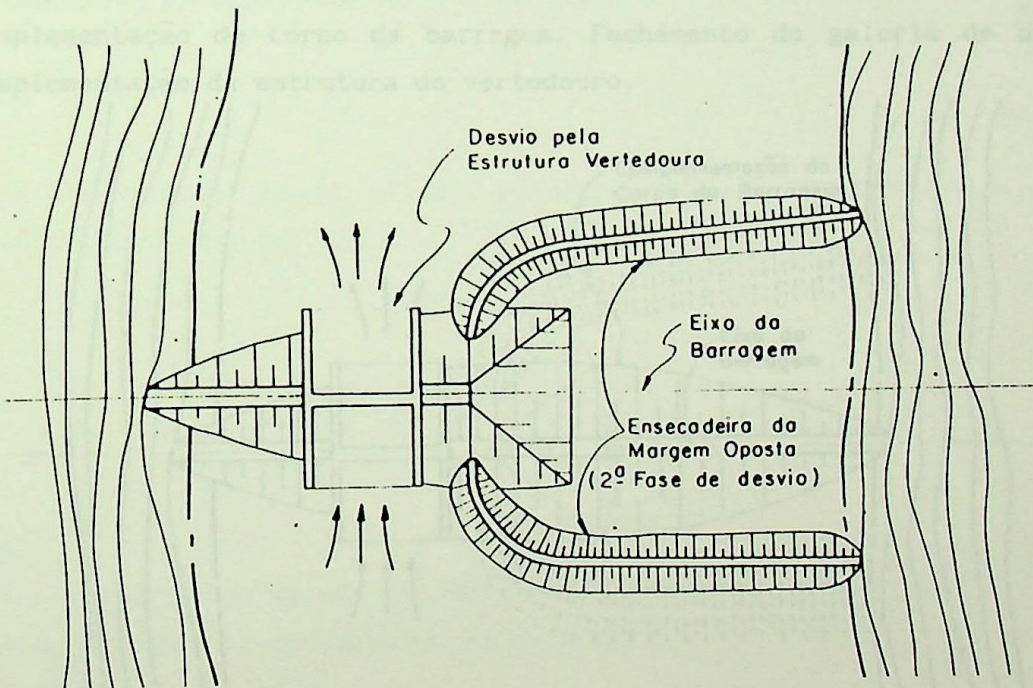


Figura 13 - Desvio do Rio - ETAPA 3 - CASO 4 - 2ª Hipótese

Fonte : Referência [1]

■ ETAPA 4 (Fig. 14)

1.^a Hipótese : Desvio por galeria

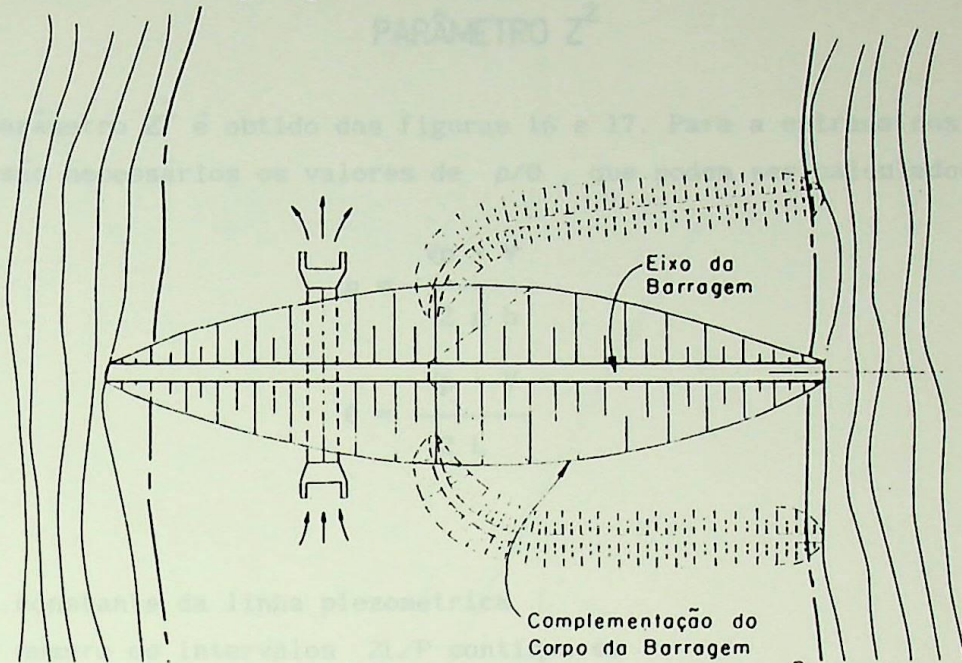


Figura 14 - Desvio do Rio - ETAPA 4 - CASO 4 - 1.^a Hipótese

Fonte : Referência [1]

■ ETAPA 4 (Fig. 15)

2.^a Hipótese : Desvio pela estrutura do vertedouro

Complementação do corpo da barragem. Fechamento da galeria de desvio ou complementação da estrutura do vertedouro.

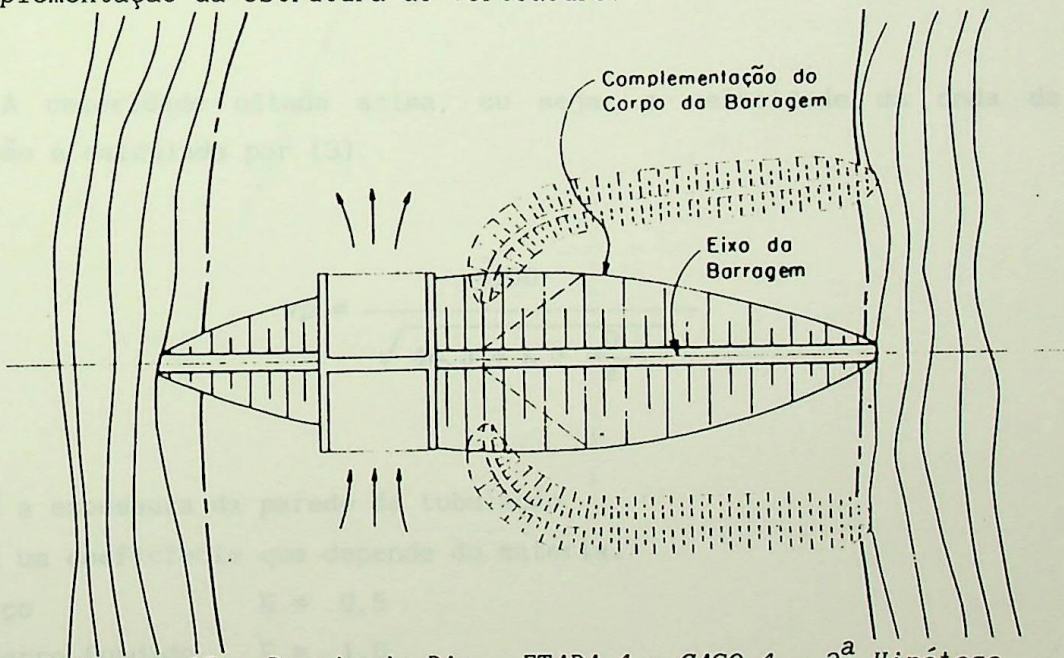


Figura 15 - Desvio do Rio - ETAPA 4 - CASO 4 - 2.^a Hipótese

Fonte : Referência [1]

APÊNDICE 2 PARÂMETRO Z^2

O parâmetro Z^2 é obtido das figuras 16 e 17. Para a entrada nos gráficos citados são necessários os valores de ρ/θ , que podem ser calculados por (1) e (2).

$$\rho = \frac{V_p \cdot V}{2 g h} \quad (1)$$

$$\theta = \frac{V_p \cdot V}{2 L} \quad (2)$$

onde:

ρ - é a constante da linha piezométrica

θ - é o número de intervalos $2L/P$ contidos em t

V_p - é a celeridade [m/s]

L - é o comprimento da tubulação [m]

t - é o tempo de fechamento do órgão de controle de engolimento [s]

Na falta de dados usa-se $t = 6$ s para $L \leq 3H$

$t = 10$ s para $L > 3H$

A celeridade citada acima, ou seja, a velocidade da onda de pressão é calculada por (3).

$$V_p = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \cdot \frac{D}{e}}} \quad (3)$$

onde:

e - é a espessura da parede da tubulação

K - é um coeficiente que depende do material

aço $K = 0,5$

ferro fundido $K = 1,0$

chumbo $K = 5,0$

madeira $K = 10,0$

concreto $K = 5,0$

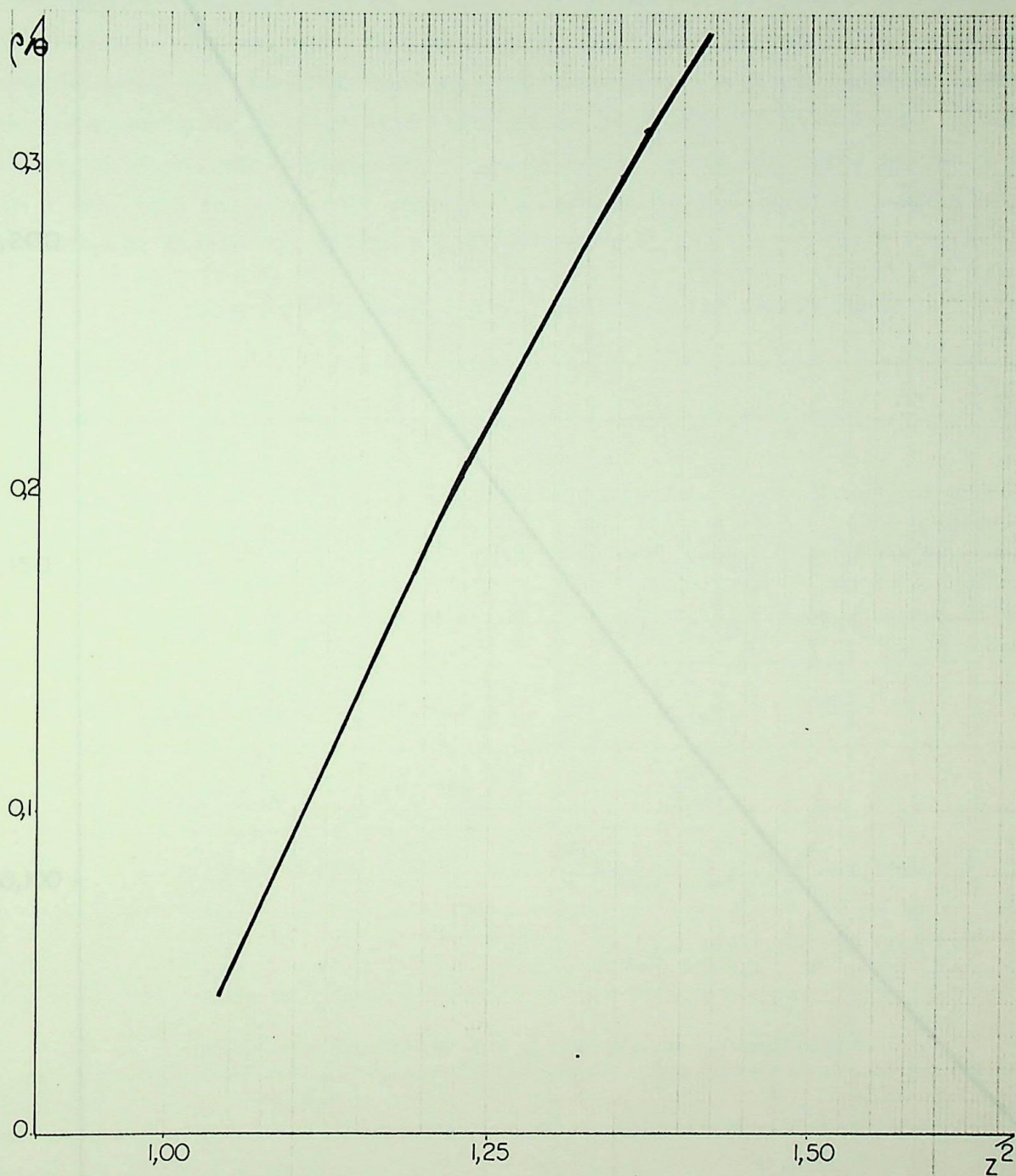


Figura 16 - Valores de Z^2 para Sobrepressão

Fonte : Referência [1]

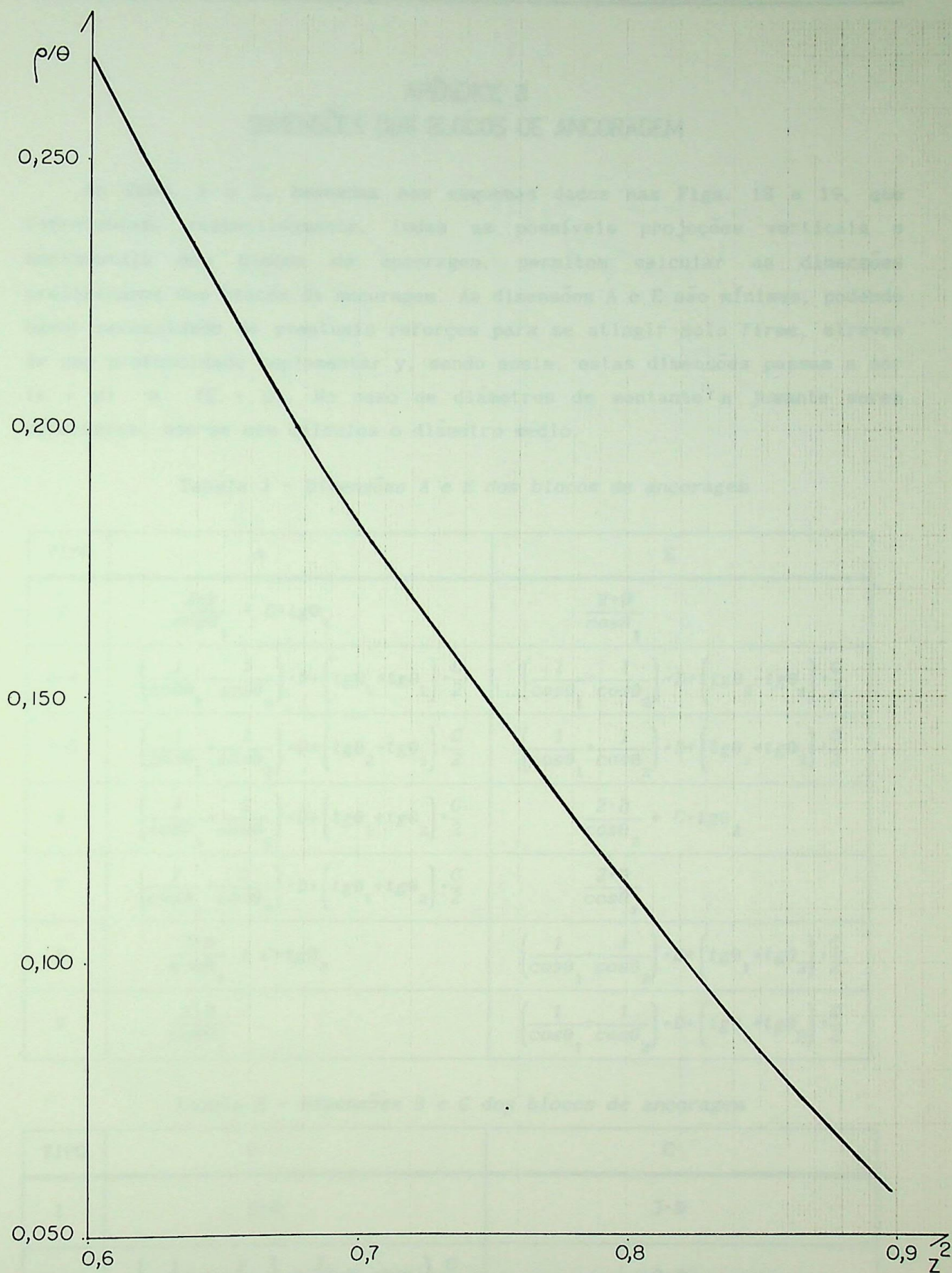


Figura 17 - Valores de Z^2 para Depressão

Fonte : Referência [1]

APÊNDICE 3
DIMENSÕES DOS BLOCOS DE ANCORAGEM

As Tabs. 1 e 2, baseadas nos esquemas dados nas Figs. 18 e 19, que representam, respectivamente, todas as possíveis projeções verticais e horizontais dos blocos de ancoragem, permitem calcular as dimensões preliminares dos blocos de ancoragem. As dimensões A e E são mínimas, podendo haver necessidade de eventuais reforços para se atingir solo firme, através de uma profundidade suplementar y, sendo assim, estas dimensões passam a ser (A + y) e (E + y). No caso de diâmetros de montante e jusante serem diferentes, usa-se nos cálculos o diâmetro médio.

Tabela 1 - Dimensões A e E dos blocos de ancoragem

TIPO	A	E
1	$\frac{2 \cdot D}{\cos \theta_1} + C \cdot \operatorname{tg} \theta_1$	$\frac{2 \cdot D}{\cos \theta_1}$
2-4	$\left(\frac{1}{\cos \theta_1} + \frac{1}{\cos \theta_2} \right) \cdot D + \left(\operatorname{tg} \theta_1 + \operatorname{tg} \theta_2 \right) \cdot \frac{C}{2}$	$\left(\frac{1}{\cos \theta_1} + \frac{1}{\cos \theta_2} \right) \cdot D + \left(\operatorname{tg} \theta_2 - \operatorname{tg} \theta_1 \right) \cdot \frac{C}{2}$
3-5	$\left(\frac{1}{\cos \theta_1} + \frac{1}{\cos \theta_2} \right) \cdot D + \left(\operatorname{tg} \theta_2 - \operatorname{tg} \theta_1 \right) \cdot \frac{C}{2}$	$\left(\frac{1}{\cos \theta_1} + \frac{1}{\cos \theta_2} \right) \cdot D + \left(\operatorname{tg} \theta_1 + \operatorname{tg} \theta_2 \right) \cdot \frac{C}{2}$
6	$\left(\frac{1}{\cos \theta_1} + \frac{1}{\cos \theta_2} \right) \cdot D + \left(\operatorname{tg} \theta_1 + \operatorname{tg} \theta_2 \right) \cdot \frac{C}{2}$	$\frac{2 \cdot D}{\cos \theta_2} + C \cdot \operatorname{tg} \theta_2$
7	$\left(\frac{1}{\cos \theta_1} + \frac{1}{\cos \theta_2} \right) \cdot D + \left(\operatorname{tg} \theta_1 + \operatorname{tg} \theta_2 \right) \cdot \frac{C}{2}$	$\frac{2 \cdot D}{\cos \theta_1}$
8	$\frac{2 \cdot D}{\cos \theta_1} + C \cdot \operatorname{tg} \theta_2$	$\left(\frac{1}{\cos \theta_1} + \frac{1}{\cos \theta_2} \right) \cdot D + \left(\operatorname{tg} \theta_1 + \operatorname{tg} \theta_2 \right) \cdot \frac{C}{2}$
9	$\frac{2 \cdot D}{\cos \theta_1}$	$\left(\frac{1}{\cos \theta_1} + \frac{1}{\cos \theta_2} \right) \cdot D + \left(\operatorname{tg} \theta_1 + \operatorname{tg} \theta_2 \right) \cdot \frac{C}{2}$

Tabela 2 - Dimensões B e C dos blocos de ancoragem

TIPO	B	C
1	2 · D	3 · D
2-9	$\left(\frac{1}{\cos \theta_1} + \frac{1}{\cos \theta_2} \right) \cdot D + \left(\operatorname{tg} \theta_1 + \operatorname{tg} \theta_2 \right) \cdot \frac{C}{2}$	3 · D

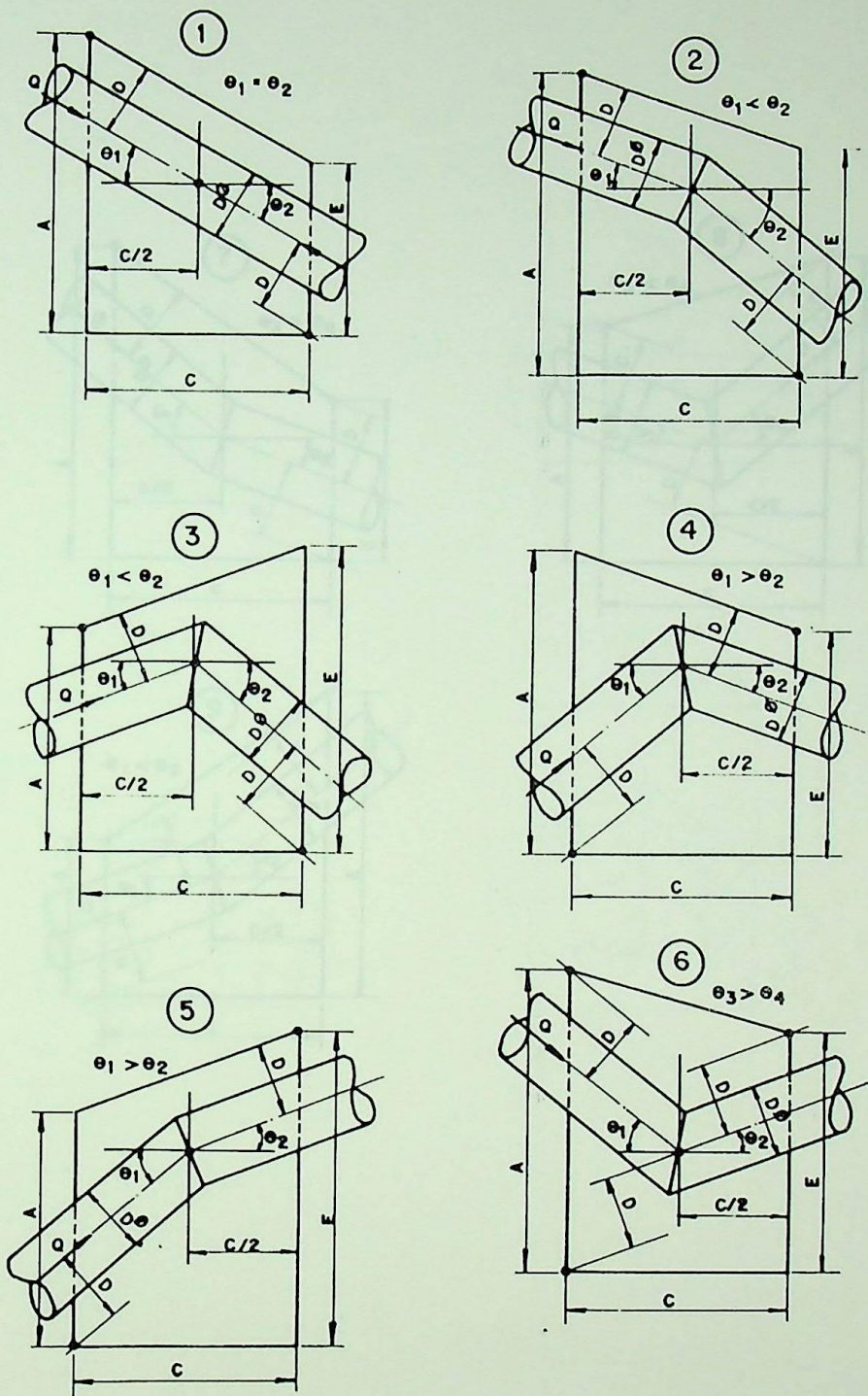


Figura 18 - Projeções verticais de blocos de ancoragem

Fonte : Referência [27]

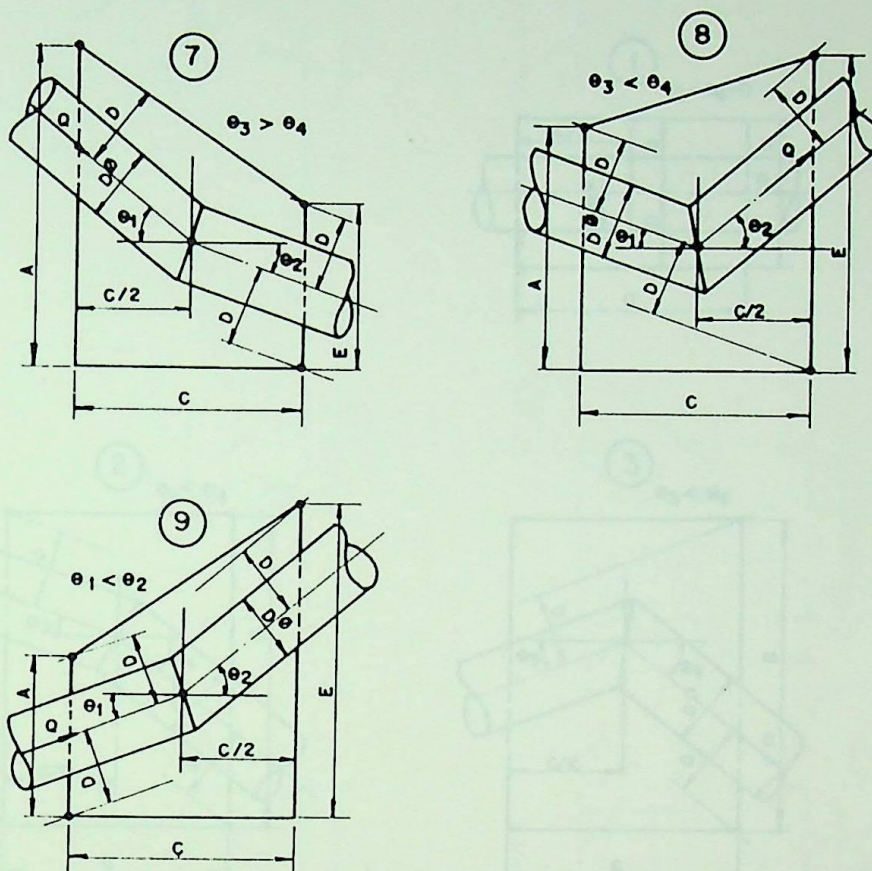


Figura 18 - Projeções verticais de blocos de ancoragem (continuação)

Fonte : Referência [27]

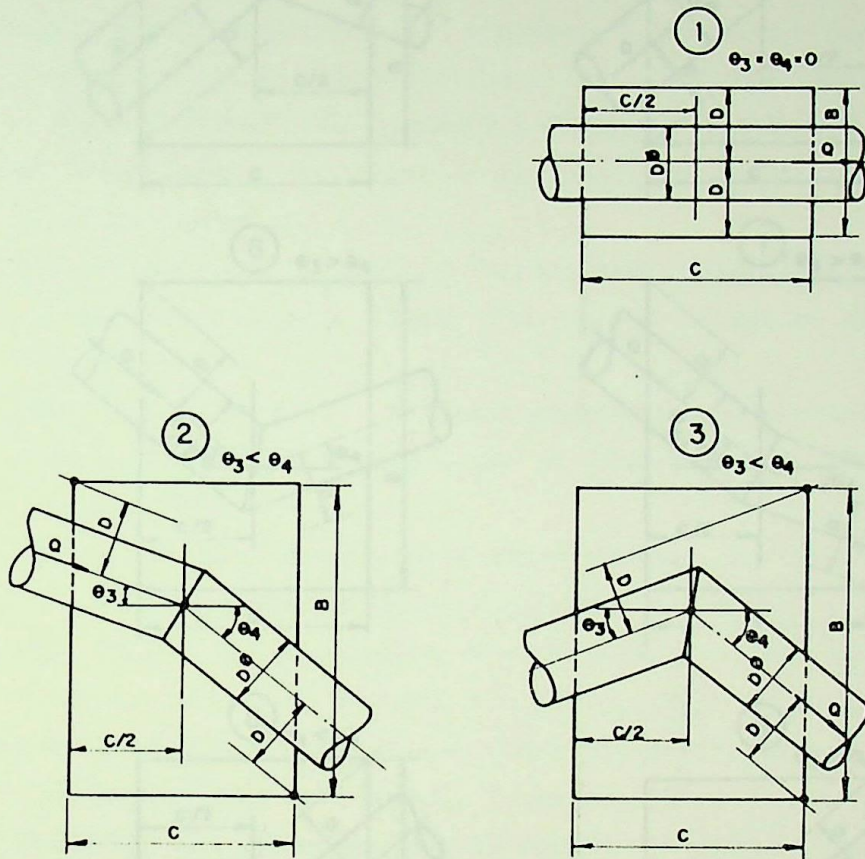


Figura 19 - Projeções horizontais de blocos de ancoragem

Fonte : Referência [27]

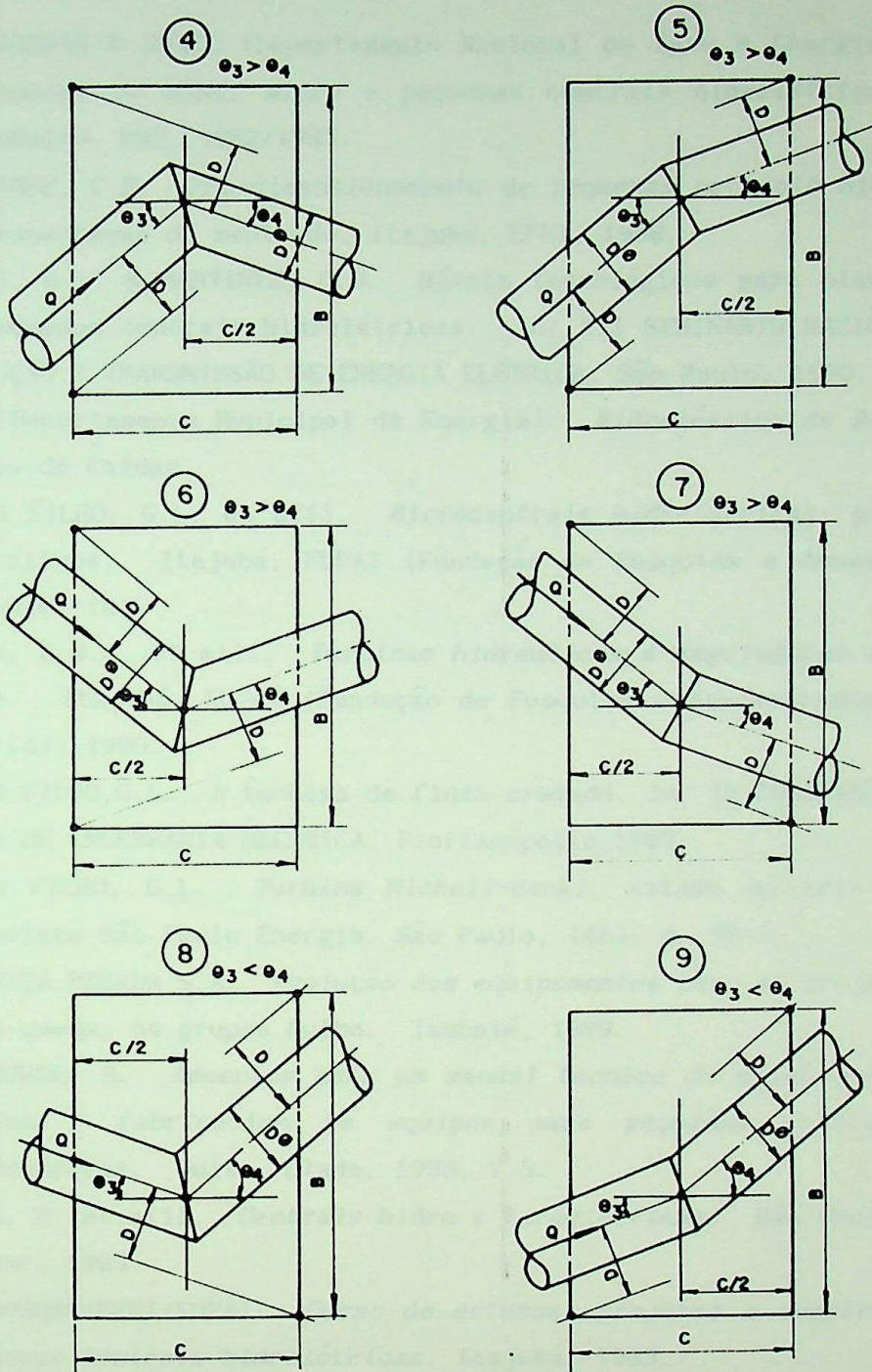


Figura 19 - Projeções horizontais de blocos de ancoragem (continuação)

Fonte : Referência [27]

BIBLIOGRAFIA

- [1] ELETROBRÁS & DNAEE (Departamento Nacional de Água e Energia Elétrica). *Manuais de mini, micro e pequenas centrais hidrelétricas*. Rio de Janeiro, MME, 1982/1985.
- [2] MARTINEZ, C.B. *Pré-dimensionamento de pequenas centrais hidrelétricas*, Dissertação de mestrado. Itajubá, EFEI, 1988.
- [3] BAJAY, S.V. & MARTINEZ, C.B. Níveis Tecnológicos para planejamento de pequenas centrais hidrelétricas. In: XII SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, São Paulo, 1990.
- [4] DME (Departamento Municipal de Energia). *Hidrelétrica de Bortolan*. Poços de Caldas.
- [5] TIAGO FILHO, G.L. et alii. *Microcentrais hidrelétricas; procedimentos práticos*. Itajubá, FUPAI (Fundação de Pesquisa e Assessoramento à Indústria).
- [6] VIANA, A.N.C. et alii. *Turbinas hidráulicas e reguladores de velocidade*. Itajubá, FUPAI (Fundação de Pesquisa e Assessoramento à Indústria), 1990.
- [7] TIAGO FILHO, G.L. A turbina de fluxo cruzado. In: IX CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA MECÂNICA, Florianópolis, 1987.
- [8] TIAGO FILHO, G.L. *Turbina Michell-Banki, estado da arte no Brasil*. Revista São Paulo Energia, São Paulo, (46): p. 35-7.
- [9] MECÂNICA PESADA S.A. *Evolução dos equipamentos para os projetos de baixa queda; os grupos bulbo*. Taubaté, 1989.
- [10] BAHAMONDE, R. *Apuntes para um manual tecnico de diseño, estandarizacion y fabricacion de equipos para pequeñas centrales hidroelectricas*. Quito, Olade, 1988, V.3.
- [11] SOUZA, Z. et alii. *Centrais hidro e termelétricas*. São Paulo, Ed. Blücher, 1983.
- [12] ELETROBRÁS/EFEI/FUPAI. *Curso de estudos, projetos e construção de pequenas centrais hidrelétricas*. Itajubá, 1983.
- [13] MACINTYRE, A.J. *Máquinas motrizes hidráulicas*. Rio de Janeiro, Ed. Guanabara, 1983.
- [14] SCHREIBER, G.P. *Usinas hidrelétricas*. São Paulo, Ed. Blücher, 1977.
- [15] RAABE, J. *Hydro Power*. Dusseldorf, VDI-Verlag GmbH, 1965.
- [16] HIDRÁULICA INDUSTRIAL S.A. *Catálogo*. Joaçaba, 1990.

- [17] TURBINAS HIDRÁULICAS WIRZ LTDA. *Catálogo*. Estrela.
- [18] LEONHARDT, C.J. A fabricação de turbinas hidráulicas. In: SEMINÁRIO DE PEQUENAS CENTRAIS HIDRELÉTRICAS. São Paulo, CPFL, 1987.
- [19] MECÂNICA PESADA S.A. *Catálogo*. Taubaté.
- [20] VOITH S.A. *Catálogo*. São Paulo.
- [21] EQUIPAMENTOS VILLARES S.A., Divisão Vigesa. *Catálogo*. São Paulo.
- [22] ERBSITE, P.C.F. *Comportas hidráulicas*. Rio de Janeiro, Ed. Campus, 1987.
- [23] SANT'ANNA, R.F. & RAMOS, F. Critérios para seleção da potência instalada em pequenas centrais hidrelétricas. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, São Paulo, 1986.
- [24] MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO. *Manual de pequeñas centrales hidroelectricas*. Madrid, 1986.
- [25] FECI (Faculdade de Engenharia Civil de Itajubá). *Pequena central hidrelétrica de Cachoeira Redonda*. Itajubá, 1990.
- [26] WADDEL, J.J. *Concrete construction handbook*. USA, McGraw-Hill Book Company, 1968.
- [27] SOUZA, Z. *Centrais hidrelétricas; dimensionamento de componentes*. Itajubá, EFEI, 1990.
- [28] LIMA, C.M.B. & MARTINEZ, C.B. A otimização de casa de máquinas em pequenas centrais hidrelétricas. In: V CONGRESSO BRASILEIRO DE ENERGIA, Rio de Janeiro, 1990.
- [29] ANDRADE, W.P. de. Concreto compactado a rolo. In: III ENCONTRO TÉCNICO, Goiânia, agosto 1991.
- [30] LOWE III, J. Use of rollcrete in earth dams. In: FIRST ASCE WATER RESOURCES ENGINEERING CONFERENCE, Omaha, Nebraska, 1962.

DATA 02/09/1993
 PROC. _____
 PED. PPG
 LIV. _____
 Cx\$ DOACAD

I V N O BIY - EFEI	
DATA	Publi o

621.311.21.001.63(043.2)

FICHA 01 T. 721
 EFEI / Biblioteca Mauá
 L732c
 LIMA, C. M. B.
 Critérios de dimensionamento
 de pequenas centrais hidrelétricas.
 621.311.21.001.63(043.2)

	N.o Registro	Data Devolu
2	6826	18-

EFEI
BIBLIOTECA MAUÁ

Esta publicação deverá ser devolvida dentro do prazo estipulado.

O leitor é responsável pela publicação em seu poder.

EFEI - BIBLIOTECA MAUÁ
 8200721

 NÃO DANIFIQUE ESTA ETIQUETA