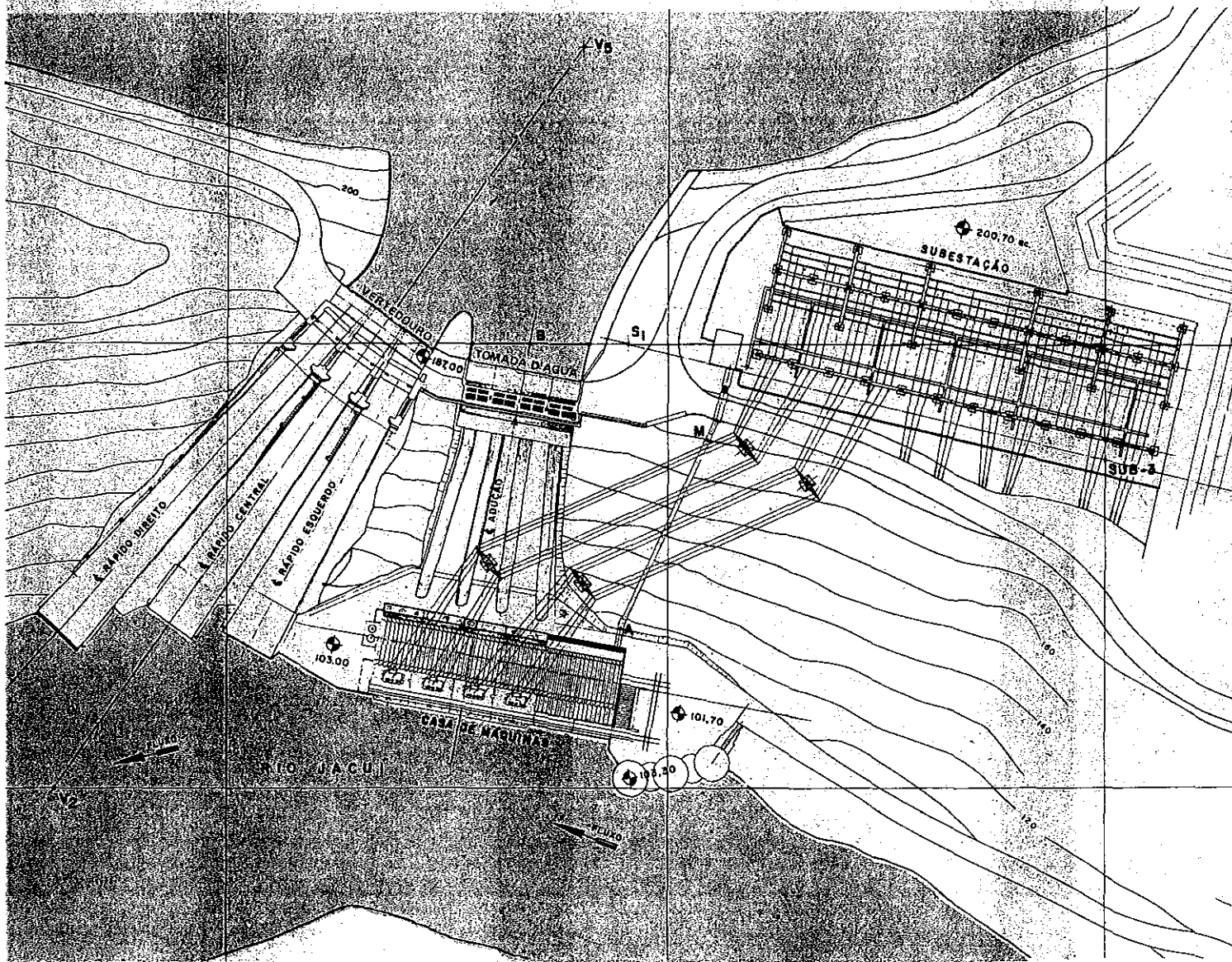


GERHARD P. SCHREIBER

# USINAS HIDRELÉTRICAS



EDITORA EDGARD BLÜCHER LTDA.



ENGEVIX S.A.

ESTUDOS E PROJETOS DE ENGENHARIA

# USINAS HIDRELÉTRICAS

---

## FICHA CATALOGRÁFICA

(Preparada pelo Centro de Catalogação-na-fonte,  
Câmara Brasileira do Livro, SP)

Schreiber, Gerhard Paul, 1899–1977.  
S411u Usinas hidrelétricas. São Paulo, Edgard Blücher; Rio de Janeiro, ENGEVIX, 1977.

Bibliografia.

1. Usinas hidrelétricas.

77-1535

17. CDD-621.31224  
18. -621.312134

### Índices para catálogo sistemático:

1. Hidrelétricas : Engenharia 621.31224 (17.) 621.312134 (18.)
2. Usinas hidrelétricas : Engenharia 621.31224 (17.) 621.312134 (18.)

**Dr. GERHARD PAUL SCHREIBER**

Engenheiro Civil, diplomado pela Escola Superior de Engenharia de Berlim, em 1922  
Doutorado na Escola de Engenharia de Belgrado, Jugoslávia, em 1953

## USINAS HIDRELÉTRICAS



EDITORA EDGARD BLÜCHER LTDA.



**ENGEVIX S.A.**

ESTUDOS E PROJETOS DE ENGENHARIA

**CAPA** Arranjo das estruturas principais da Usina de Itaúba, no Rio Jacuí, de propriedade da CEEE, Rio Grande do Sul, projetada pela Engevix S/A — Estudos e Projetos de Engenharia, sob a direção do autor.

© 1978 Gerhard Paul Schreiber

*É proibida a reprodução total ou parcial  
por quaisquer meios  
sem autorização escrita da editora*

EDITORA EDGARD BLÜCHER LTDA.  
0 1000 CAIXA POSTAL 5450  
END. TELEGRÁFICO: BLUCHERLIVRO  
SÃO PAULO — SP — BRASIL

Impresso no Brasil *Printed in Brazil*

# CONTEÚDO

Apresentação .....	XI
Prefácio .....	XIII
1. INTRODUÇÃO .....	1
2. PLANEJAMENTO .....	2
3. DADOS BÁSICOS E DEFINIÇÕES .....	9
3.1. Dados básicos .....	9
3.2. Tipos de aproveitamentos hidrelétricos — definições .....	9
4. ESTUDOS HIDROLÓGICOS E ENERGÉTICOS .....	17
4.1. Generalidades .....	17
4.2. Estudos hidrológicos .....	17
4.2.1. Dados hidrológicos e sua obtenção .....	17
4.2.2. Traçado da curva-chave .....	18
4.2.3. Avaliação da enchente máxima provável .....	23
4.2.4. Avaliação da sedimentação dos sólidos .....	26
4.3. Estudos energéticos .....	27
4.3.1. Generalidades .....	27
4.3.2. Método das curvas de duração, aplicado nas usinas a fio d'água .....	28
4.3.3. Método das descargas totalizadas, aplicado nas usinas com grande reservatório regularizador .....	31
4.3.4. Considerações gerais e conclusões .....	37
4.4. Potência instalada .....	38
4.4.1. Diagrama de carga .....	38
4.4.2. Suprimento do diagrama de carga pelas usinas elétricas .....	38
4.4.3. Determinação da potência instalada .....	40
4.5. Observações gerais .....	41
5. ESTUDOS TOPOGRÁFICOS E GEOLÓGICOS .....	42
5.1. Estudos topográficos .....	42
5.2. Estudos geológicos .....	42
5.2.1. Generalidades .....	42
5.2.2. Geologia regional .....	42
5.2.3. Geologia local .....	42
5.2.4. Materiais para a construção .....	43
6. PROJETO DOS ÓRGÃOS COMPONENTES DE UM APROVEITAMENTO HIDRELÉTRICO .....	44
6.1. Generalidades .....	44
6.2. Barragens .....	44
6.2.1. Generalidades .....	44
6.2.2. Fixação definitiva do eixo da barragem .....	44
6.2.3. Diretrizes para a escolha do tipo da barragem .....	45
6.2.4. Tratamento da rocha de fundação .....	46
6.2.5. Tratamento do solo de fundação .....	48
6.2.6. Barragens de concreto .....	53
6.2.7. Barragens de terra e de enrocamento .....	63

6.3. Vertedouros .....	75
6.3.1. Fixação da descarga de projeto .....	75
6.3.2. Dimensionamento do vertedouro .....	78
6.3.3. Dissipação da energia .....	81
6.3.4. Arranjo geral do vertedouro com o dissipador .....	90
6.3.5. Comportas do vertedouro .....	98
6.3.6. Comportas de emergência ( <i>stop-logs</i> ) .....	102
6.3.7. Considerações gerais e conclusões .....	104
6.4. Descargas de fundo .....	105
6.4.1. Definição, finalidade e localização .....	105
6.4.2. Comportas e válvulas de descarga de fundo .....	106
6.5. Tomadas d'água .....	109
6.5.1. Finalidade e tipos de tomadas d'água .....	109
6.5.2. Equipamentos de tomadas d'água .....	112
6.5.3. Perdas de carga nas tomadas d'água .....	118
6.6. Órgãos adutores .....	120
6.6.1. Generalidades .....	120
6.6.2. Canais ou túneis com lâmina d'água livre .....	120
6.6.3. Tubulações .....	123
6.6.4. Túneis sob pressão .....	137
6.7. Chaminés de equilíbrio .....	149
6.7.1. Função da chaminé de equilíbrio .....	149
6.7.2. Funcionamento e as diversas formas das chaminés de equilíbrio .....	150
6.7.3. Observações críticas sobre os diversos tipos de chaminés de equilíbrio .....	151
6.7.4. Dimensionamento das chaminés de equilíbrio .....	152
6.8. Equipamento dos órgãos adutores e das chaminés de equilíbrio .....	176
6.9. Casas de força .....	177
6.9.1. Generalidades .....	177
6.9.2. Turbinas .....	178
6.9.3. Geradores .....	195
6.9.4. Arranjo geral da unidade geradora .....	196
6.9.5. Transformadores principais .....	200
6.9.6. Equipamento auxiliar .....	203
6.9.7. Projeto da casa de força .....	210
7. USINAS REVERSÍVEIS OU DE ACUMULAÇÃO POR BOMBEAMENTO .....	218
7.1. Generalidades .....	218
7.2. Finalidade das usinas reversíveis .....	218
7.2.1. Papel das usinas reversíveis no suprimento do diagrama de carga .....	218
7.2.2. Outras finalidades das usinas reversíveis .....	219
7.3. Projeto de uma usina hidrelétrica reversível .....	220
7.3.1. Generalidades .....	220
7.3.2. Máquinas das usinas reversíveis .....	221
7.3.3. Turbinas reversíveis .....	222
8. PROVIDÊNCIAS PARA A CONSTRUÇÃO .....	226
8.1. Fases de construção e desvio do rio .....	226
8.2. Ensecadeiras .....	227
8.3. Cálculos hidráulicos .....	227
8.3.1. Generalidades .....	227
8.3.2. Ensecadeiras para a primeira fase de construção .....	228
8.3.3. Ensecadeiras para o desvio na segunda fase de construção .....	228
9. VIABILIDADE ECONÔMICA DO PROJETO .....	230
9.1. Generalidades .....	230

9.2. Investimentos .....	230
9.2.1. Custo da construção .....	230
9.2.2. Custo dos trabalhos preparatórios .....	230
9.2.3. Desapropriações e indenizações .....	230
9.2.4. Despesas gerais .....	230
9.2.5. Imprevistos .....	231
9.2.6. Juros do capital investido na construção .....	231
9.3. Despesas anuais .....	231
9.3.1. Despesas anuais indiretas .....	231
9.3.2. Despesas anuais diretas .....	231
9.4. Produção de energia e o preço de custo do kwh .....	233
10. SUPLEMENTO .....	234
Volume de barragens de terra ou enrocamento .....	234
Volume de barragem de concreto .....	235
Volume de concreto de um bloco da casa de força .....	235
Peso do rotor da turbina Francis .....	235
Peso de comportas e pontes rolantes .....	235



## APRESENTAÇÃO

A ENGEVIX S.A. — Estudos e Projetos de Engenharia tomou a iniciativa de promover a edição desta obra, *Usinas hidrelétricas*, de autoria do engenheiro Gerhard Paul Schreiber, que exerceu, com proficiência, o cargo de Diretor de Planejamento dessa empresa de consultoria por largo período de tempo, até que, para nosso pesar, veio a falecer em 8 de setembro de 1977.

Não se trata de uma homenagem póstuma, à qual o Autor faria juz por tantos títulos. É que a edição deste trabalho foi patrocinada pela ENGEVIX ainda em vida do Autor, que subscreveu o contrato de edição e dirigiu os trabalhos iniciais, chegando a rever as primeiras provas.

Em verdade, a ENGEVIX tomou essa louvável iniciativa, antes, e acima de tudo, por considerar, de um lado, que a obra do Autor encerra uma experiência profissional de alto nível técnico, e por entender, de outro lado, que a bibliografia nacional de livros técnicos é carente em relação a estudos e projetos especializados versando sobre usinas hidrelétricas.

De resto, como bem assinala o Autor em sua obra, no capítulo "Introdução", nosso país dispõe de um potencial energético estimado por volta de 150 milhões de quilowatts, cujo aproveitamento é imperativo para que possamos superar o obstáculo com que nos defrontamos, face à escassez de petróleo na atual conjuntura energética mundial. A dependência da energia proveniente do petróleo deve baixar, no período de 1976/1986 de 43,3% para 37,1%, e o aproveitamento da energia hidrelétrica, nesse mesmo período de tempo, deve aumentar de 23,8% para 31,8%, o que significa que serão necessários vultosos investimentos para que, implementando aquelas projeções, obtenha-se a incorporação de mais 27 milhões de quilowatts ao potencial energético atualmente aproveitado. Esses dados expressivos bem dimensionam a medida do esforço e da tenacidade que nosso país terá de despender, no decênio 1976/1986, em relação à implementação de estudos e projetos de usinas hidrelétricas. Sem dúvida, essas considerações valorizam, sob mais um aspecto, a relevância da iniciativa da ENGEVIX, pois, como se verifica, a divulgação da obra do Autor, relacionando-se com o aproveitamento da energia hidrelétrica, insere-se no contexto global de um tema de grande atualidade.

Afigura-se-nos de valiosa utilidade, para o conhecimento dos leitores desta obra, que sejam prestados sumários esclarecimentos sobre a contribuição do Autor aos estudos e projetos de usinas hidrelétricas realizados em nosso país.

Até o início da década de 1950, os grandes empreendimentos hidrelétricos brasileiros foram projetados por consultoras estrangeiras, podendo destacar-se os então promovidos pela Light e pela Bond-and-Share, empresas concessionárias de serviços públicos aqui sediadas. Ao longo do curso da década de 1950, a Companhia Hidrelétrica do São Francisco — CHESF procedeu aos estudos, projetos e construção da Usina de Paulo Afonso, ao mesmo passo em que a então Usinas Elétricas do Paranapanema S.A. — USELPA promoveu os estudos, projetos e construção de usinas destinados ao aproveitamento do Rio Paranapanema. Foi o auspicioso advento da participação das empresas brasileiras de consultoria em empreendimentos hidrelétricos de alto-porte.

A essa época, participávamos de uma excelente equipe de engenheiros brasileiros que vinha especializando-se, desde 1940, na elaboração de estudos e projetos de engenharia em geral, e que, por isso mesmo, já desfrutava de reconhecida capacitação profissional. E coube a essa equipe técnica a responsabilidade de realizar os estudos e projetos para o aproveitamento energético do Rio Paranapanema.

Para o desempenho de tão relevantes serviços, foi promovido, no exterior, o recrutamento de técnicos que, com alta especialização em estudos e projetos hidrelétricos, pudessem vir trabalhar no país. De uma rigorosa seleção, resultou a contratação de um grupo de excelentes técnicos estrangeiros, entre os quais figurava o Autor.

À nossa equipe de engenheiros brasileiros foi incorporado esse grupo de técnicos estrangeiros, então selecionados e contratados e, dessa integração, adveio a formação de uma equipe de engenheiros, do mais alto nível técnico. Vale registrar que essa equipe técnica assim formada veio instrumentar, mais tarde, em 1965, quando de sua fundação, a constituição e o suporte técnico da ENGEVIX.

Ao Autor, pela sua valorização profissional, coube chefiar a elaboração do plano geral do aproveitamento energético do Rio Paranapanema, bem como a elaboração dos estudos de viabilidade técnica e dos estudos e projetos do aproveitamento de Salto Grande, Jurumirim, Piraju, Xavantes, Ourinhos e Capivara. Por igual, teve a atribuição de chefiar os estudos de viabilidade técnica do aproveitamento de Três Marias, Dois Irmãos e Pirapora, no Rio São Francisco. E ainda esteve a seu cargo chefiar a elaboração do plano geral para o aproveitamento integral das cabeceiras do Rio Uruguai,

bem como os estudos de viabilidade técnica do aproveitamento de Estreito, no Rio Uruguai. Também chefiou os estudos de viabilidade técnica dos aproveitamentos do Funil, no Rio Paraíba, do Paranoá, no Rio Paranoá, do Paredão, no Rio Araguari e da Pedra, no Rio de Contas. Participou da elaboração dos projetos executivos do Funil, no Rio de Contas, e de Itaúba, no Rio Jacuí. E, finalmente, quando de seu falecimento, vinha participando da elaboração dos projetos básicos e executivos das Usinas Hidrelétricas de

Tucuruí, no Rio Tocantins, de Itaipu, no Rio Paraná e de Palmar, no Rio Negro, na República Oriental do Uruguai.

Acreditamos que mais não seria necessário dizer, nesta apresentação, em relação ao Autor, técnico de indiscutível valorização profissional, que, em nosso país, tanto contribuiu, durante mais de 20 anos, para o desenvolvimento e aprimoramento dos estudos e projetos de usinas hidrelétricas.

Hans Luiz Heinzelmann

## PREFÁCIO

De acordo com investigações e inventários realizados em algumas regiões, e avaliações em outras, pode-se afirmar que o Brasil dispõe, falando-se em números redondos, de um potencial hidrelétrico de aproximadamente 150 milhões de quilowatts, dos quais 80 milhões foram verificados com base em estudos energéticos e 70 milhões avaliados. Menos de 10% desse potencial está aproveitado.

Em vista da escassez de combustíveis para a operação de usinas termelétricas e do rápido crescimento do consumo de energia elétrica, pode-se prever que essa riqueza potencial dos rios do Brasil será aproveitada, no futuro, em proporção crescente, e que, consequen-

temente, durante muitos decênios ainda, serão projetadas e construídas usinas hidrelétricas. Pressupondo que, nas regiões Centro-Sul e Sul, nas quais foi verificado o potencial de 80 milhões de quilowatts, o incremento do consumo fique em 10% por ano, as reservas de energia hidrelétrica serão esgotadas em cerca de 45 anos, durante os quais deverão ser projetadas as usinas. Foi olhando para esse futuro próximo que desenvolvemos o presente trabalho.

Rio de Janeiro,  
julho de 1977

Gerhard P. Schreiber

### Agradecimento

Agradeço a valiosa colaboração do engenheiro Roberto Monteiro de Andrade, que acompanhou desde o início a elaboração deste trabalho, esclarecendo dúvidas no texto e melhorando a redação do mesmo.

# 1 INTRODUÇÃO

No Brasil ainda não existe um livro em língua portuguesa que trate da prática de como projetar usinas hidrelétricas. Para preencher essa lacuna, o autor foi incentivado por muitos colegas engenheiros a escrever este livro, apoiando-se não apenas na literatura existente, mas também na sua experiência de 45 anos em projetos e construção de usinas hidrelétricas. O objetivo especial deste trabalho é o ensino a estudantes e engenheiros jovens que queiram dedicar-se a este ramo da engenharia, como coordenadores de projetos. Com essa intenção, o livro limitar-se-á à descrição dos métodos práticos que se aplicam no projeto do conjunto e dos órgãos integrantes da obra. A teoria será citada somente onde se torne indispensável, fazendo-se referência, à literatura especializada. O presente trabalho considera principalmente as circunstâncias que prevalecem no Brasil. Fatos muito importantes em outros países serão desprezados, por exemplo, a influência de terremotos e o congelamento dos rios, a densa população que proíbe a inundação de vastas áreas e, conseqüentemente, a criação de grandes reservatórios, etc. O intuito principal do autor é levar a aplicação da teoria na prática de projetos hidrelétricos.

Na elaboração do projeto, o engenheiro sempre deve ter em mente a futura operação da usina. Por esse motivo, são preferíveis soluções mais simples e mais seguras e, conseqüentemente, mais econômicas na operação, mesmo que os custos resultantes sejam maiores.

Deve ser mencionado outro fato muito importante para se conseguir uma obra eficiente. O projeto de uma usina hidrelétrica abrange vários ramos da Engenharia como Hidrologia, Hidráulica, Geologia Aplicada, Mecânica dos Solos e das Rochas, Estática, Mecânica, Eletricidade, Arquitetura, etc. Um só homem não pode ser especializado em todas essas ciências e por isso o

projeto é o resultado dos estudos de uma equipe de engenheiros, liderada por um coordenador que deve ter certos conhecimentos em todos os setores. Tais conhecimentos podem ser adquiridos, em geral, apenas pela prática. O coordenador deve ser o *primus inter pares* e cada integrante da equipe poderá vetar uma solução que crie dificuldades insuperáveis, ou soluções antieconômicas no seu setor. Se for possível o coordenador deverá acompanhar o projeto desde o início.

A partir dessa concepção geral, o presente trabalho foi elaborado para ajudar o coordenador de um projeto, geralmente um engenheiro civil, e por isso sempre serão feitas referências ao trabalho de especialistas, principalmente quando existe ampla literatura sobre o problema especial em questão. Apenas, quando faltam publicações correspondentes ou são dificilmente acessíveis, são apresentados descrições e métodos de cálculo mais detalhados.

Cabem aqui mais algumas observações. Propositamente o número das figuras para ilustrar o que é dito no texto foi reduzido ao indispensável. As figuras com muitos detalhes induzem o projetista a copiar os exemplos, em vez de pensar e desenvolver as próprias idéias. Achamos mais oportuno primeiramente imaginar a concepção de uma obra e só depois disso verificar de que modo outros projetistas resolveram ou resolveriam o problema.

O presente trabalho descreve o desenvolvimento do projeto desde o planejamento geral, passando para o projeto de viabilidade, até o projeto definitivo, que serve para a obtenção da concessão do aproveitamento hidráulico, mas não abrange o projeto executivo detalhado, que compreende a confecção dos desenhos de execução com base nos dados definitivos fornecidos pelos fabricantes dos equipamentos.

## 2 PLANEJAMENTO

O projeto de uma usina hidrelétrica deve fazer parte do plano de aproveitamento integral do rio em que deverá ser construída. A escassez de jazidas de carvão de boa qualidade e de petróleo no Brasil exigem, num futuro próximo, aproveitar o máximo possível o enorme potencial hidráulico existente nos rios do país. A construção de usinas nucleares pode, talvez, modificar esse aspecto, mas essa possibilidade fica ainda para um futuro mais remoto.

Apesar de estarem estabelecidos os planos básicos para o aproveitamento da maior parte dos rios do país, neste capítulo serão apontadas algumas regras gerais de planejamento para planos de aproveitamentos que sirvam unicamente para a geração de energia elétrica. Se uma barragem serve, além disso, para outros fins como, por exemplo, irrigação ou navegação, aspectos diferentes determinarão o seu planejamento.

Deve-se anotar, aqui, que não se pode estabelecer regras fixas para o planejamento, porque as condições topográficas, hidrográficas, econômicas e, às vezes, políticas são diferentes para cada bacia hidrográfica. Por isso, o que segue pode representar apenas sugestões que deverão ser consideradas no estudo do aproveitamento integral de um rio.

Afora as variações diárias, não se considerando seu crescimento vegetativo, o consumo de energia elétrica é relativamente uniforme durante os doze meses do ano, e depende da situação geográfica da região servida. A variação é mínima no norte do país devido a sua situação de proximidade do Equador. Nas regiões adjacentes ao trópico há um aumento do consumo no inverno, em cerca de 110%, relativamente ao consumo no verão, e a diferença é maior ainda no sul do país. Por outro lado, o potencial hidrelétrico natural, isto é, sem regularização do deflúvio, varia consideravelmente tanto durante o ano quanto de um ano para o outro. A descarga média mensal do Rio Paraíba em Guaratinguetá, exemplo representativo da região tropical do Brasil, varia entre 50% da média anual no mês mais seco e 180% no mês mais chuvoso. O deflúvio anual oscila entre 70 e 150% da média.

No Rio Jacuí, representativo dos rios das zonas subtropicais ou temperadas, nota-se que a variação do deflúvio, durante o ano, não ultrapassa os limites da do Rio Paraíba, porém o deflúvio anual varia entre 33 e 212% da média.

O déficit de produção das usinas hidrelétricas a fio d'água sem regularização, nos meses e anos secos, deveria ser fornecido por usinas térmicas que, por sua vez, teoricamente poderiam ficar paradas nos tempos mais chuvosos, quando as usinas hidrelétricas dispõem

de água em abundância e, conseqüentemente, podem fornecer energia suficiente para suprimento do consumo. Tal procedimento é antieconômico, pois exigiria potência instalada muito grande tanto nas usinas térmicas como hidráulicas, potências essas que ficariam ociosas durante muito tempo em uma ou outra das usinas.

Por isso é necessário regularizar o deflúvio natural dos rios por meio de grandes reservatórios a serem criados pelas barragens. O volume útil dos reservatórios necessário para regularização plurienal eficiente depende do regime do rio correspondente. Nos rios da zona tropical é da ordem de 50 a 70% do deflúvio anual médio, valor verificado para os reservatórios nos rios Paranapanema, São Francisco e Grande, assegurando uma regularização do deflúvio de até 95% da descarga média. Os 5% restantes passam inutilizáveis pelos vertedouros. Os rios das zonas subtropicais e temperadas não têm regime tão equilibrado. O deflúvio anual varia muito mais que o da zona tropical, de modo que são necessários reservatórios bem maiores. De um estudo do Rio Uruguai, em Marcelino Ramos, resultou que, para a regularização de 90% da descarga média, precisar-se-ia de um volume útil de 1,73 vezes o deflúvio anual médio. No polígono seco a relação será ainda maior. O volume necessário para um desejado grau de regularização, ou o grau de regularização que pode ser alcançado por um volume útil pré-fixado do reservatório, dado pelas condições topográficas ou econômicas, deverá ser averiguado em cada caso especial. O método a ser aplicado é descrito em um dos capítulos seguintes.

Geralmente a construção de reservatórios com grandes volumes úteis não constitui problema no Brasil, por causa da esparsa povoação e do baixo preço dos terrenos a serem inundados.

O deflúvio de um rio cresce das cabeceiras até a sua foz e, conseqüentemente, o volume necessário para se conseguir o mesmo grau de regularização será tanto maior quanto mais a barragem projetada se aproximar da foz do rio. Por isso é geralmente aconselhável localizar os reservatórios nos trechos alto ou médio do rio e junto a seus maiores afluentes. Porém o deflúvio procedente da bacia hidrográfica intermediária precisa de uma regularização, mesmo que seja apenas parcial. Portanto devem ser procurados locais onde exista a possibilidade de formar um reservatório com volume necessário para tal regularização.

Achamos errado o método de sobrevoar o rio em toda sua extensão em busca de locais *barráveis*. É muito mais importante criar reservatórios de vulto, mesmo que as barragens que os formam tenham grande comprimento. Lembramos que no Brasil atualmente existem

dez barragens com comprimento de mais de 2 000 m, como mostra a relação seguinte:

Nome	Comprimento na crista da barragem	Capacidade da usina
Ilha Solteira	6 185 m	3 200 MW
Jupiá	5 620 m	1 400 MW
Paulo Afonso	4 230 m	1 439 MW
Passo Real	3 936 m	250 MW
Promissão	3 776 m	270 MW
Marimbondo	3 650 m	1 400 MW
Nhangapi	3 218 m	216 MW
Araras	2 760 m	4,3 MW
Três Marias	2 700 m	520 MW
Porto Colômbia	2 000 m	360 MW

O método certo, a nosso ver, de acordo com a experiência adquirida na elaboração de grande número de planos para o aproveitamento integral de um rio, é começar os estudos, no escritório, baseando-se em mapas, perfis, etc. que no Brasil em geral não existem na qualidade necessária. Assim a primeira tarefa deve ser a de obter os dados necessários para os estudos iniciais, isto é, um perfil longitudinal do rio e as fotografias aéreas para o estudo estereoscópico e estereométrico. Para o projeto definitivo precisa-se de um perfil longitudinal apoiado num nivelamento de precisão; por esse motivo, aconselha-se executar esse nivelamento já no início dos estudos. Os pontos do nivelamento devem ser marcados nas fotografias aéreas. Colocam-se, em distâncias adequadas ao longo do rio, marcos de concreto com pinos de bronze, onde podem ser amarrados os levantamentos terrestres que serão necessários para os projetos das diversas usinas. Croquis dos marcos devem indicar a localização em relação a estradas, edifícios, etc. Um levantamento barométrico não pode substituir o nivelamento e deve ser executado apenas para dar uma primeira idéia das condições altimétricas. Se efetuado num período de grande e brusca variação de pressão atmosférica, pode levar a erros graves.

O perfil do rio pode dar indicações para o estudo dos locais prováveis para barragens. Muitas vezes, a montante de um salto ou de uma grande cachoeira, o rio tem pequena declividade, o terreno é aberto e adequado para a formação de uma bacia de acumulação, enquanto que, a jusante, o rio corre por um vale bem estreito formado pela erosão. Como exemplo pode ser citado, em primeiro lugar, o Salto de Sete Quedas, mas em outros rios pode ser observado o mesmo fenômeno, Passo Real, no Rio Jacuí, Jurumirim, no Rio Parapanema, etc. Tais regiões devem ser estudadas cuidadosamente nas fotografias aéreas com a finalidade de se escolher o local da barragem.

A localização de outros aproveitamentos sem grandes reservatórios será determinada principalmente pelas condições topográficas, porém devem ser consideradas as observações a seguir.

a) O aproveitamento integral do potencial do rio exige que o nível d'água de montante de uma usina alcance o nível d'água de jusante da usina próxima a

montante, de modo que resulte uma seqüência contínua de degraus sem trechos intermediários não- aproveitados.

b) O planejamento deve levar em conta as possíveis necessidades futuras e, em vista disso, deve-se estudar o aproveitamento integral do potencial do rio, mesmo que algumas das usinas previstas no plano sejam, no momento, pouco econômicas, em razão do alto preço da produção da energia resultante. Porém, com o crescimento do consumo, pode surgir no futuro a necessidade de construir também essas usinas. O desenvolvimento da técnica da construção civil e da fabricação de equipamentos industriais vem barateando o custo relativo de seus preços, o que permitirá que um aproveitamento hidrelétrico considerado antieconômico venha a ser atraente no futuro. Lembramos que o peso das máquinas, por quilowatt, baixou para metade nos primeiros 50 anos deste século. Também em alguns países da Europa, por exemplo, onde a participação das usinas hidrelétricas na produção total de energia importa apenas em 10%, ou menos foram construídas depois da última guerra muitas usinas hidrelétricas que, há alguns decênios atrás, pareciam completamente antieconômicas, por causa das dificuldades geológicas que hoje em dia, devido às novas técnicas, podem ser vencidas facilmente.

c) O projetista não deve perder de vista o resultado econômico e energético do conjunto das usinas planejadas. No caso da embocadura de um afluente importante entre dois degraus, por exemplo, às vezes é aconselhável aumentar a queda da usina de jusante à custa do aproveitamento de montante. Assim a queda que se perde no degrau de montante adiciona-se à de jusante, onde a descarga aproveitada é maior, de modo que resulte uma produção maior de energia no conjunto dos dois aproveitamentos. Se for possível, os degraus devem ser distribuídos ao longo do curso do rio, de modo que cada um esteja situado logo a jusante da embocadura de um afluente, para aproveitar a descarga do afluente na queda produzida pela barragem. Desse modo o resultado energético do conjunto é o maior possível.

Depois destes primeiros estudos convém fazer vôos de inspeção, com a finalidade de verificar se a imagem formada nesses estudos no escritório coincide com as condições naturais. Paralelamente deve ser feita a colheita de dados hidrológicos e eventualmente medições de descarga, instalação de réguas fluviométricas, etc. Esses trabalhos serão tratados na Seç. 4.2. Na Seç. 4.3 serão descritos os estudos energéticos.

Em uma segunda etapa deve ser fixada a distribuição definitiva das usinas em cascata e os locais correspondentes devem ser mapeados por restituições fotogramétricas ou levantamentos terrestres, de modo que se possa elaborar um projeto em forma de esboço que sirva de base para uma estimativa de custos. A comparação dos custos das diversas usinas em relação a suas potências firmes indicará a ordem prioritária. Como terceira etapa serão elaborados anteprojetos das usinas de primeira prioridade, numa forma que possibilite uma estimativa de custos mais detalhada.

Para a fixação do nível d'água máximo de uma represa de jusante, deve-se tomar em conta a influência do remanso sobre a usina de montante. Entre a linha

horizontal do nível d'água normal na barragem e a linha d'água natural no rio, forma-se uma curva de remanso que se aproxima assintoticamente da linha d'água, como mostra a Fig. 2.1. Essa curva pode ser calculada preliminarmente pela fórmula

$$x = \frac{t}{l} \left[ f\left(\frac{Z}{t}\right) - f\left(\frac{z}{t}\right) \right],$$

onde

$x$  = distância da origem da curva, geralmente o local da barragem,

$t$  = profundidade média do rio,

$l$  = declividade do rio,

$Z$  = altura do nível d'água máximo normal acima do nível d'água do rio,

$z$  = mesma altura na distância  $x$ ,

como mostra a Fig. 2.2. O valor das funções  $f \frac{Z}{t}$  é obtido da tabela da Fig. 2.3.

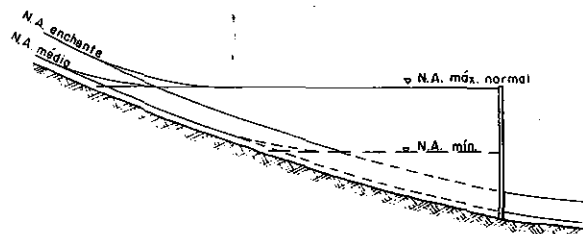


Figura 2.1 Curvas de remanso

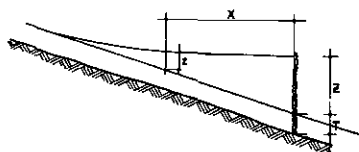


Figura 2.2 Parâmetros para o cálculo da curva de remanso

Esta fórmula foi desenvolvida usando-se simplificações importantes, com a finalidade de possibilitar uma solução matemática. Supõe-se que a seção transversal do rio e do vale tenha forma de um trapézio, e isso sobre toda a extensão do remanso. É óbvio que tais condições não existem na natureza.

Resultados mais exatos serão obtidos por um cálculo que respeita as condições naturais do terreno. Para isso devem ser levantadas seções transversais do rio compreendendo as encostas do vale até um pouco acima do futuro remanso. A distância entre as seções depende da configuração do rio e pode ser de algumas centenas de metros, nos casos em que a forma do vale fique relativamente regular, porém as seções devem acompanhar todas as mudanças da forma, por exemplo, variação da largura do vale, etc. A distância entre as seções pode variar e, perto da barragem onde a declividade do nível d'água é geralmente muito pequena, e por isso desprezível, a distância pode ser muito maior.

O cálculo progride de seção para seção, rio acima, partindo da barragem. Porém, em represas grandes, pode começar no local onde a altura do nível d'água represada acima do fundo do rio é cerca de seis vezes maior que a profundidade natural do rio, para a vazão em estudo.

$\frac{Z}{t}$	$f\left(\frac{z}{t}\right)$	$\frac{Z}{t}$	$f\left(\frac{z}{t}\right)$	$\frac{z}{t}$	$f\left(\frac{z}{t}\right)$
0,01	0,0067	0,6	1,7980	2,0	3,3595
0,02	0,2444	0,7	1,9266	2,5	3,8754
0,03	0,3863	0,8	2,0495	3,0	4,3844
0,04	0,4889	0,9	2,1683	3,5	4,8911
0,05	0,5701	1,0	2,2841	4,0	5,3958
0,06	0,6376	1,1	2,3971	5,0	6,4019
0,07	0,6958	1,2	2,5084	6,0	7,4056
0,08	0,7482	1,3	2,6179	8,0	9,4097
0,09	0,7933	1,4	2,7264	10,0	11,4117
0,1	0,8353	1,5	2,8337	15,0	16,4139
0,2	1,1361	1,6	2,9401	20,0	21,4147
0,3	1,3428	1,7	3,0458	30,0	31,4153
0,4	1,5119	1,8	3,1508	50,0	51,4157
0,5	1,6611	1,9	3,2553	100,0	101,4158

Figura 2.3 Tabela das funções de  $f(z/t)$ , para o cálculo da curva de remanso

O desnível da lâmina d'água entre duas seções importa em

$$\Delta h = L \left( \frac{v_m}{kR_m^{2/3}} \right)^2 + \alpha \frac{v_n^2 - v_{n+1}^2}{2g},$$

onde

$L$  = distância entre duas seções,

$v_m$  = velocidade média nesse trecho,

$k$  = fator de atrito segundo Strickler,

$R_m$  = raio hidráulico médio no trecho,

$v_n$  = velocidade d'água na seção de jusante,

$v_{n+1}$  = velocidade d'água na seção de montante,

$\alpha$  = fator igual a 1, se  $\frac{v_n^2 - v_{n+1}^2}{2g}$  for maior que zero,

e menor que a unidade em caso contrário, respeitando a diminuição da recuperação da altura cinética causada por turbilhões, etc. Numa mudança brusca do perfil,  $\alpha$  pode ser igual a 0,5; numa transição mais suave, igual a 0,7.

É conveniente registrar-se o cálculo em tabela, como mostra a tabela da Fig. 2.4. Partindo-se de um perfil cujo nível d'água é conhecido e conseqüentemente a área, o raio hidráulico e a velocidade d'água, avalia-se em primeira aproximação a cota do nível d'água no perfil de montante; verifica-se para esse nível os mesmos dados e calcula-se a altura do nível d'água na seção de montante, seguindo o procedimento mostrado no exemplo da tabela da Fig. 2.4. Caso esse nível (coluna 17) difira consideravelmente do avaliado (coluna 3), o cálculo deve ser repetido.

Nos casos em que forem calculadas as curvas de remanso para diversas descargas, aconselha-se preparar de antemão curvas das áreas e dos raios hidráulicos, em relação ao nível d'água para todos os perfis, na faixa onde será localizada a curva do remanso.

Tanto quanto as condições topográficas o permitam, o desnível do rio deve ser concentrado em poucos aproveitamentos com queda alta. Geralmente o aproveitamento em um degrau é mais econômico do que em dois, cada um com a metade da queda. Além disso,

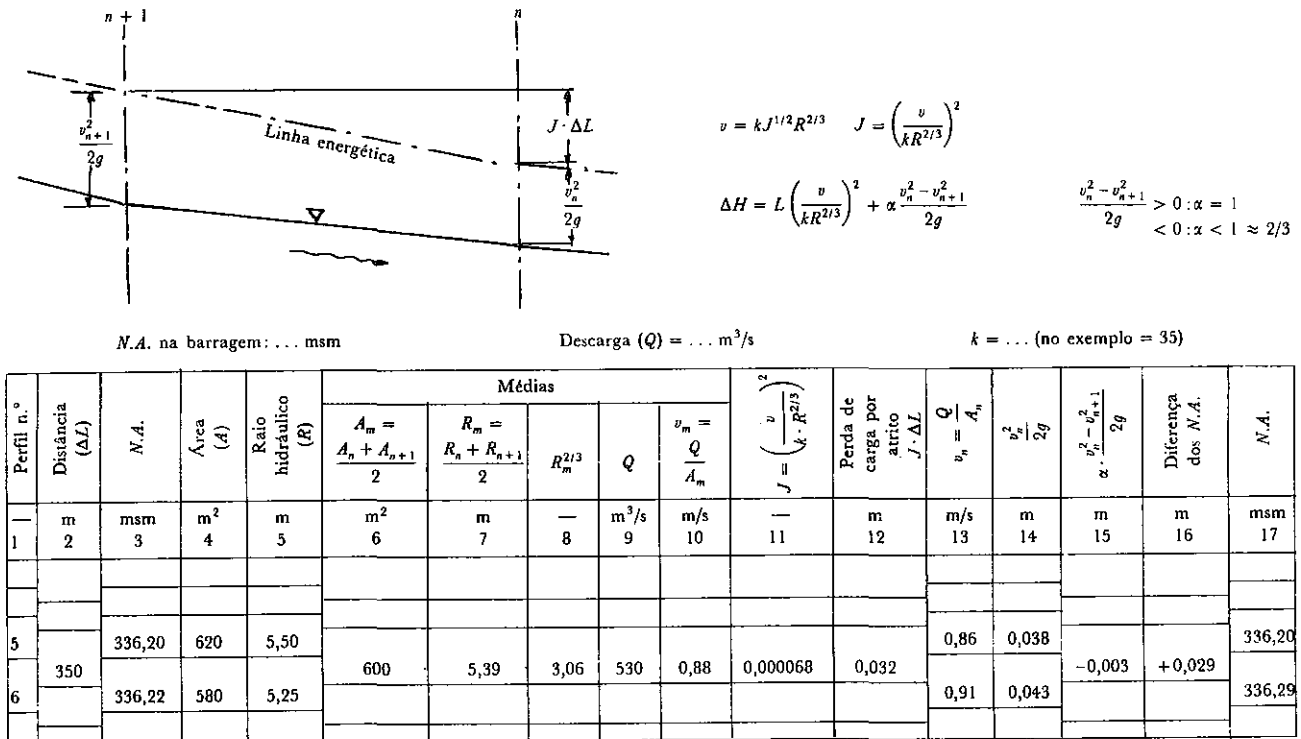


Figura 2.4 Exemplo de tabela preparada para registro do cálculo da curva de remanso

o custo de operação é quase independente da potência instalada, mas proporcional ao número de usinas. Num confronto econômico não deve ser esquecido o custo, a simplicidade e a maior segurança da operação. Exemplos típicos explicam melhor que palavras as diretrizes a serem consideradas no planejamento do aproveitamento integral de um rio. Portanto, a seguir, serão descritos os planos para dois rios, o Rio Grande e o Rio Paranapanema.

Na bacia hidrográfica do Rio Grande foram construídas, até o ano de 1960, as seguintes usinas hidrelétricas: em 1930, uma pequena usina de 9 MW, num dos braços da Cachoeira de Marimbondo; em 1953, a Usina Peixoto (hoje denominada Marechal Mascarenhas de Moraes), no trecho médio do rio, e, em seguida, Itutinga e Camargo, nas cabeceiras. Todos esses aproveitamentos foram projetados isoladamente, sem correlação entre si. Foi somente em 1957, por ocasião do projeto da usina de Furnas, que se concretizaram os planos do aproveitamento integral do imenso potencial desse rio, numa seqüência de grandes projetos, desde a represa de Furnas até o remanso do reservatório de Ilha Solteira.

No seu curso médio, entre os quilômetros 625 e 950, o Rio Grande tem declividade de apenas 0,45 m por quilômetro, como mostra o perfil longitudinal da Fig. 2.5, percorrendo uma região propícia à criação de um grande reservatório. Logo a jusante da foz do Rio Sapucaí, o Rio Grande passa por um longo desfiladeiro com largura média de 300 m e com paredões de altura superior a 100 m. Como o remanso da barragem de Peixoto chega até esse ponto, o local era destinado para a construção da barragem que represa a água do rio numa altura de 96,5 m, criando um reservatório com volume total de 20,90 km<sup>3</sup> e volume útil de 15,17 km<sup>3</sup>. Desse modo a Usina Peixoto encaixou-se oportuna-

mente no plano de aproveitamento integral do rio, através de usinas em cascata, como mostra o perfil. Os reservatórios dos demais aproveitamentos de jusante são relativamente pequenos, de modo que o efeito da regularização pela represa de Furnas diminui gradativamente. A influência desse reservatório sobre o deflúvio do rio diminui com a distância rio abaixo, por falta da regularização de seus afluentes. A bacia hidrográfica do Rio Grande até sua foz importa em 143 000 km<sup>2</sup>, enquanto que em Furnas é de apenas 52 000 km<sup>2</sup>. O reservatório de Furnas regulariza, assim, somente cerca de 36% do deflúvio do rio na sua foz.

No Rio Paranapanema (Fig. 2.6) as condições são mais favoráveis. Seus formadores, no percurso através das encostas da Serra de Paranapiacaba, têm declividade forte. Depois segue-se um trecho de cerca de 190 km de comprimento com declividade de 0,3 m por quilômetro e outro de 106 km com declividade de 0,09 m por quilômetro. Nesse trecho oferece-se a oportunidade de construção de um grande reservatório numa região pouco cultivada. Logo a jusante da embocadura do Rio Taquari, o primeiro afluente de importância, encontrou-se um local adequado para a implantação da barragem de Jurumirim, que, com represamento de apenas 36 m, cria um reservatório, de cerca de 8 km<sup>3</sup>, capaz de regularizar o deflúvio para 95% da média.

A localização das usinas seguintes foi influenciada pela cidade de Piraju, situada na margem esquerda do rio. Mais a jusante, logo depois da embocadura do Rio Itararé, encontraram-se ótimas condições para a construção de uma barragem alta com comprimento da crista relativamente pequeno. Esse aproveitamento foi chamado Xavantes. Porém o nível máximo da represa foi limitado pela cidade de Piraju, que não pôde ser inundada. Entretanto a topografia permite o aproveita-



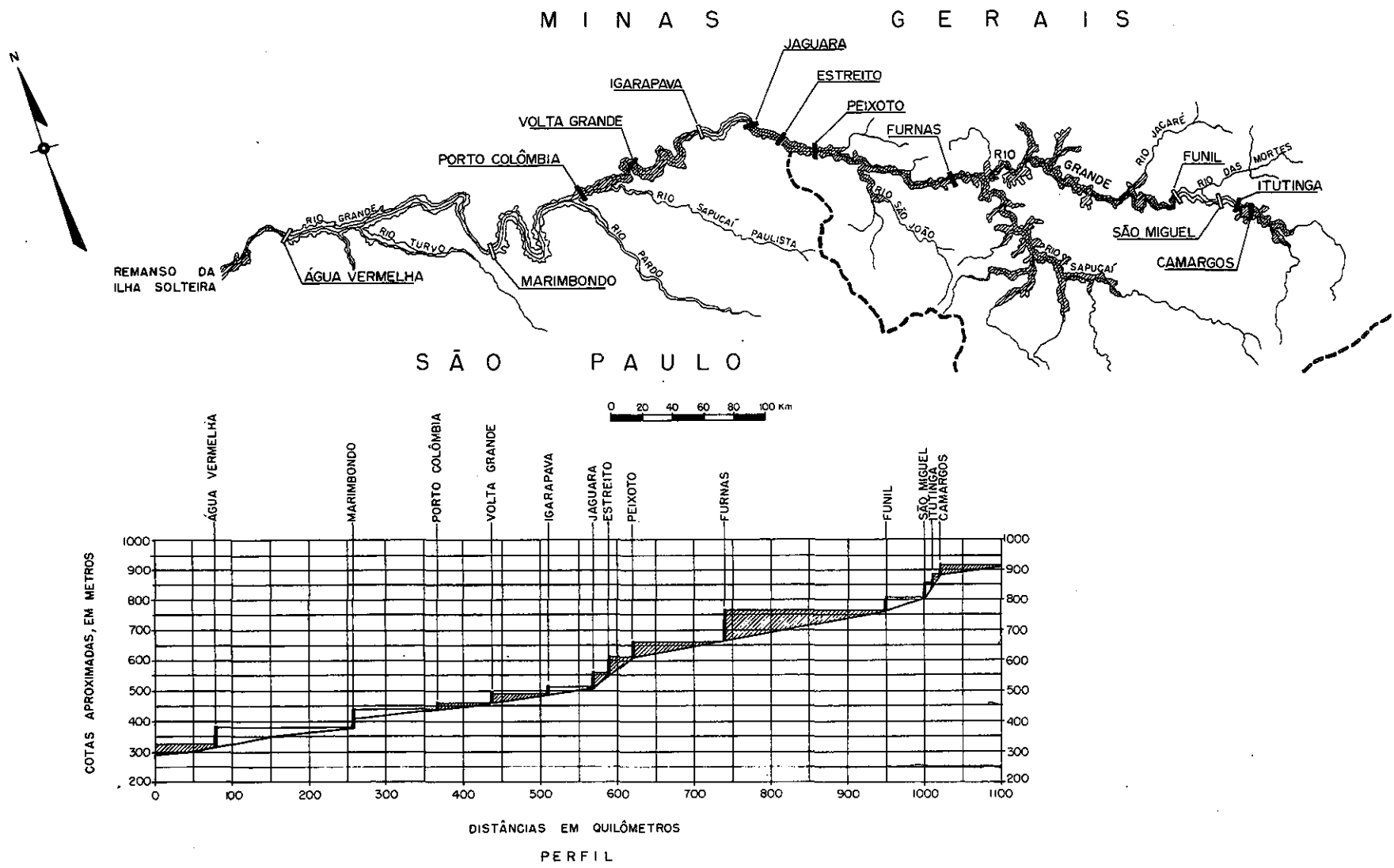


Figura 2.5 Aproveitamento do Rio Grande, entre Itatinga e o remanso de Ilha Solteira, mostrando seu perfil, abrangendo uma distância de 1100 km

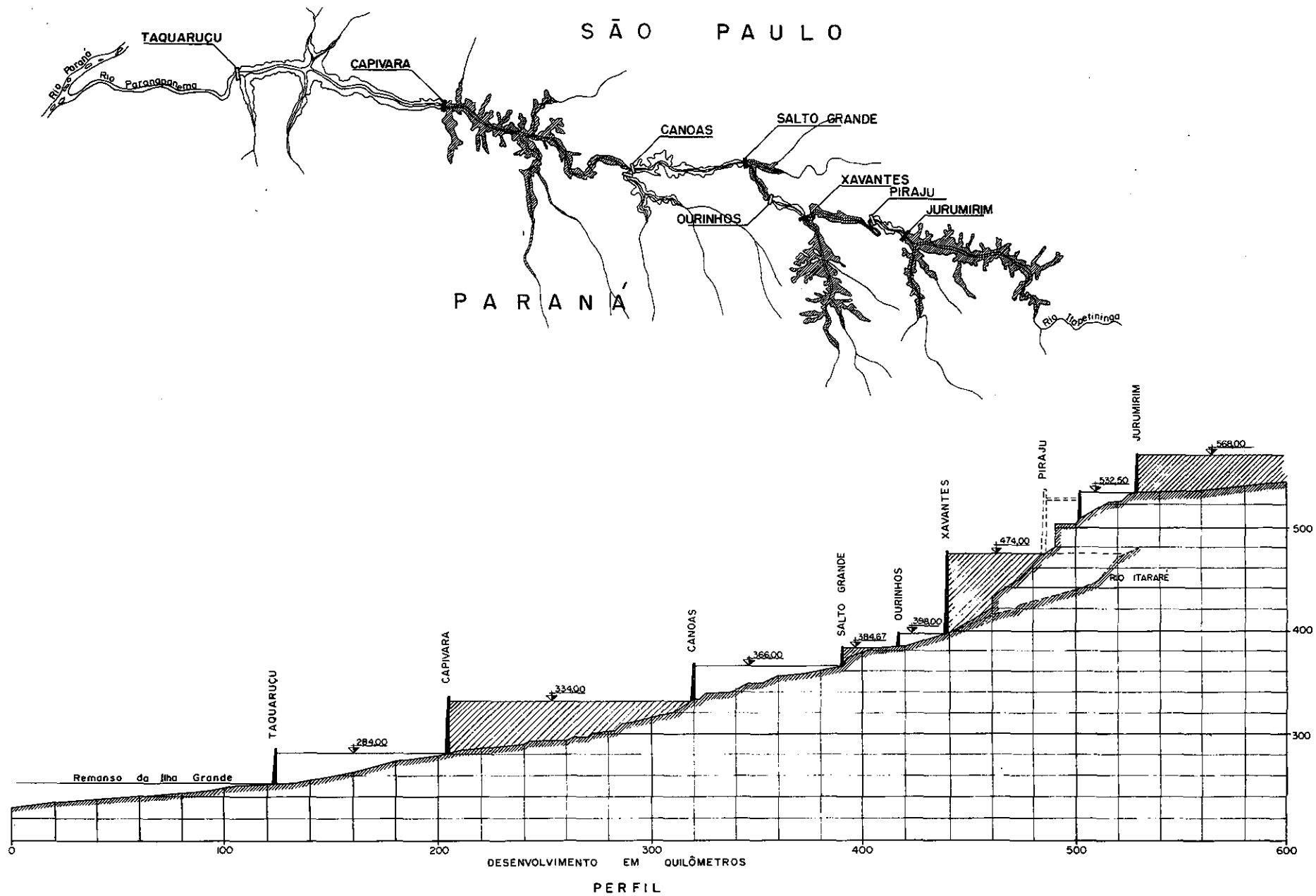


Figura 2.6 Aproveitamento do Rio Paranapanema, entre Jurumirim e sua confluência com o Rio Paraná, indicando seu perfil desenvolvido em 600 km

mento muito econômico do desnível entre a saída das turbinas de Jurumirim e o nível máximo da represa de Xavantes. Com efeito, a cidade de Piraju está situada no meio de um grande meandro do rio, de 17 km de extensão, com desnível natural de 39 m. Os pontos inicial e final do meandro distam apenas 2,5 km em linha reta. Uma barragem baixa represa a água até o nível de jusante de Jurumirim; um túnel e uma tubulação forçada conduzem as águas à casa de força, situada na extremidade de jusante do meandro, até onde chega o remanso da barragem de Xavantes. Esse aproveitamento pode ser considerado com uma extensão da queda de Jurumirim e as duas usinas deverão ser operadas em conjunto.

O próximo degrau, Xavantes, situado cerca de 5 km abaixo da desembocadura do Rio Itararé, tem um reservatório de volume total de 8,8 km<sup>3</sup>, situado na maior parte do vale do Itararé, que é capaz de regularizar o deflúvio desse rio e da bacia hidrográfica intermediária, de modo que os degraus seguintes, Ourinhos e Salto Grande, recebem as águas regularizadas. A disposição destes dois degraus foi determinada pela usina de Salto Grande, cuja construção foi iniciada antes da elaboração do plano geral.

O projeto do degrau seguinte, Canoas, é um exemplo para uma das regras explicadas acima. Inicialmente a barragem foi localizada logo a jusante da desembocadura do Rio das Cinzas, com nível d'água de jusante na cota 332,00, correspondente ao nível da represa do próximo degrau, denominada Capivara. Porém, entre esse local e um ponto a cerca de 1 km a montante, o rio

tem um desnível de 2 m. Estes dois metros são perdidos para a Usina de Canoas, mas aumentam a queda em Capivara, onde a descarga média é de 356 m<sup>3</sup>/s maior e assim a potência média das duas usinas é 6 000 kW maior. Além disso, o volume do reservatório de Capivara aumenta de 1,5 km<sup>3</sup>, com as conseqüentes vantagens para a regularização.

O reservatório de Capivara serve para regularizar o deflúvio da bacia intermediária entre Canoas e Capivara, incluindo o Rio Tibagi. Existem estudos sobre o aproveitamento desse rio que abrangem, também, o projeto de um reservatório no alto Tibagi. Porém todos os aproveitamentos do Tibagi são pouco econômicos e serão construídos talvez apenas num futuro remoto. Sem a regularização do Rio Tibagi, o reservatório de Capivara, com volume total de 11,25 km<sup>3</sup>, regulariza o deflúvio para apenas 72% da descarga média. Porém, se fosse executada a regularização do Tibagi, essa porcentagem seria bem maior.

Entre o nível d'água de jusante de Capivara e o remanso de um reservatório projetado na Ilha Grande do Rio Paraná, está previsto mais um degrau, a Usina Taquaruçu, com cerca de 26 m de queda.

O plano de aproveitamento do Rio Paranapanema (Fig. 2.6) mostra uma cadeia de usinas em cascata, com um máximo de regularização do deflúvio pelos grandes reservatórios de Jurumirim, Xavantes e Capivara. Assim o sistema pode fornecer uma potência constante (veja o item 4.3.3.3.1) capaz de acompanhar o consumo. A potência a ser instalada em cada usina e seu fator de capacidade serão tratados num dos capítulos seguintes.

## 3 DADOS BÁSICOS E DEFINIÇÕES

### 3.1 DADOS BÁSICOS

O termo *potencial hidráulico* significa a energia cinética ou potencial da água dos rios e lagos que se concentra nos aproveitamentos hidrelétricos e é transformada em energia mecânica e, finalmente, em energia elétrica.

Um determinado volume d'água caindo de uma certa altura produz o trabalho teórico de

$$T_t = \gamma \cdot V \cdot H \quad (\text{em tm}),$$

onde

$V$  = volume d'água, em  $m^3$ .

$\gamma$  = peso específico da água,  $1 \text{ t/m}^3$ .

$H$  = altura da queda bruta, em m.

A potência teórica é de

$$P_t = Q \cdot H \quad (\text{em tm/s}),$$

onde  $Q$  é igual à descarga, em  $m^3/s$ .

A unidade de potência é

$$1 \text{ tm/s} = 9,81 \text{ kW} = 13,33 \text{ cv}.$$

Sendo  $\eta$  o fator de rendimento da turbina e do gerador,  $H_t$  a queda líquida, que é a queda bruta menos perdas nos órgãos de adução, então a potência efetiva é

$$P_e = 9,81 \cdot \eta \cdot Q \cdot H_t \quad (\text{em kW})$$

ou

$$P_e = 13,33 \cdot \eta \cdot Q \cdot H_t \quad (\text{em cv}).$$

Para cálculos preliminares, pode adotar-se o fator de rendimento da turbina igual a 0,9 e do gerador igual a 0,95, e o fator total igual a 0,855; então

$$P = 8,3Q \cdot H_t \quad (\text{em kW})$$

ou

$$P = 11,3Q \cdot H_t \quad (\text{em cv}).$$

Um kWh é igual a 367 tm e um volume de  $V \text{ m}^3$  acumulado tem energia elétrica potencial, medida nos terminais do gerador, de

$$E = \frac{VH_t}{367} \cdot \eta,$$

onde  $H_t$  é igual à altura entre o centro de gravidade de  $V$  e o nível d'água de jusante diminuída das perdas nos órgãos adutores. Calculando-se com valores médios do fator de rendimento, tem-se

$$E = \frac{1}{455} VH_t \quad (\text{em kWh}).$$

### 3.2 TIPOS DE APROVEITAMENTOS HIDRELÉTRICOS — DEFINIÇÕES

Os aproveitamentos hidrelétricos podem ser distinguidos segundo a potência disponível em usinas pequenas, médias e grandes, ou segundo a queda em usinas de queda baixa, média e alta. Porém tais definições são pouco significativas e os limites entre as diversas espécies são arbitrários.

O mais importante é uma distinção que se refira às características da produção de energia. Chamam-se usinas a fio d'água as que não dispõem de uma bacia de acumulação d'água significativa e cuja produção conseqüentemente é inconstante, dependendo da oscilação da vazão do rio. Ao contrário, as usinas com acumulação podem fornecer energia constante, como foi explicado em capítulo anterior.

O modo de se criar o desnível em uma usina hidrelétrica pode ser caracterizado nos tipos esboçados esquematicamente a seguir.

1) A barragem represa o rio efetuando a concentração do desnível e a casa de força se encontra diretamente ao pé da barragem: usina de represamento (Fig. 3.1).

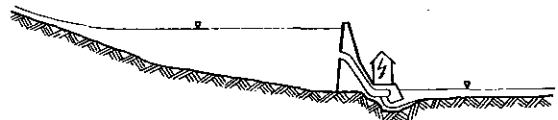


Figura 3.1 Usina de represamento

2) Da barragem sai um canal aberto, ou um túnel adutor ou uma tubulação, que conduz a água à chaminé de equilíbrio e desta às turbinas, na casa de força, por tubulações forçadas ou por túnel forçado: usina de desvio (Fig. 3.2).

3) A barragem represa um rio e a água é conduzida por um canal ou túnel para a encosta do vale de outro rio, onde são construídos a chaminé de equilíbrio, a tubulação forçada e a casa de força: usina de derivação (Fig. 3.3).

O arranjo das usinas de represamento depende da altura da barragem e da topografia local. Usinas com queda pequena, de cerca de 10 a 12 m, são raras no Brasil. A Fig. 3.4 representa um exemplo desse tipo. A barragem, que abrange o vertedouro, cujas comportas descansam sobre uma soleira situada quase na altura

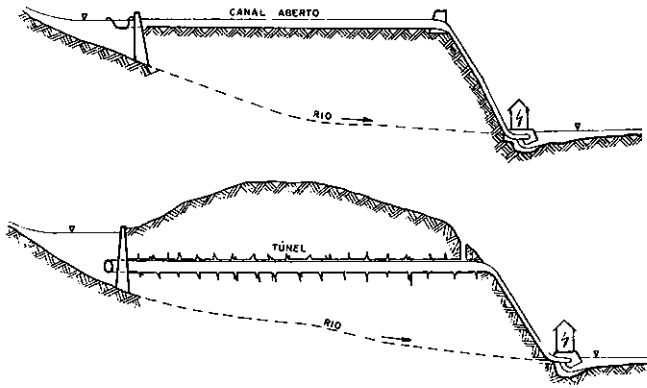


Figura 3.2 Usinas de desvio

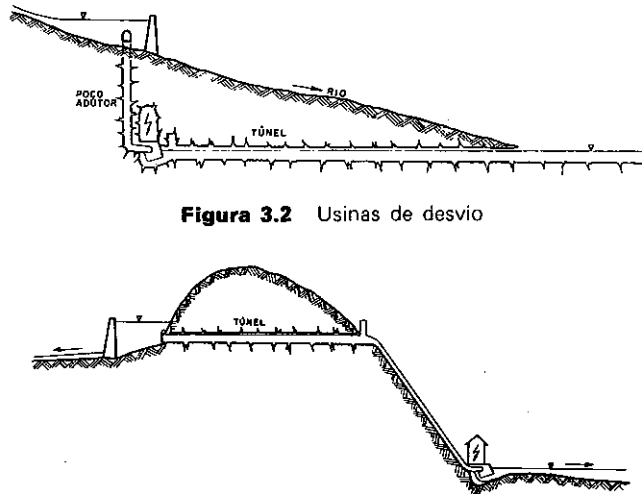


Figura 3.3 Usina de derivação

do fundo do rio, e a casa de força, é construída dentro do leito do rio, que deve ser alargado nos casos em que a largura do leito não é suficiente. Em regiões muito planas são as vezes construídos diques laterais acompanhando o rio num ou nos dois lados, com a finalidade de proteger os terrenos adjacentes contra a inundação.

O represamento não aumenta muito a seção transversal do rio e por essa razão, durante as enchentes, a velocidade d'água é relativamente grande, provocando turbilhonamento em frente da tomada d'água ou do vertedouro, que pode causar perda de rendimento na turbina mais próxima ao vertedouro ou na capacidade deste. A Fig. 3.5 mostra a direção da correnteza em frente da casa de força e do vertedouro. A forma do pilar entre o vertedouro e a tomada d'água deve ter uma forma que diminua esses efeitos inoportunos.

As barragens de maior altura podem ser de vários tipos, e projetos comparativos devem ser feitos para se escolher a forma mais econômica. Em vales estreitos e profundos, uma barragem de concreto, eventualmente aliviada, pode ser a solução adequada. Nesse caso o vertedouro e a tomada d'água serão incorporados no corpo da barragem e a casa de força será localizada imediatamente no pé da barragem (Fig. 3.6). Um tipo especial está delineado na Fig. 3.7: o arranjo da casa de força no pé de uma barragem em abóbada.

O fechamento de um vale mais largo por uma barragem de concreto representa geralmente uma solução antieconômica. Nesses casos uma barragem mista pode

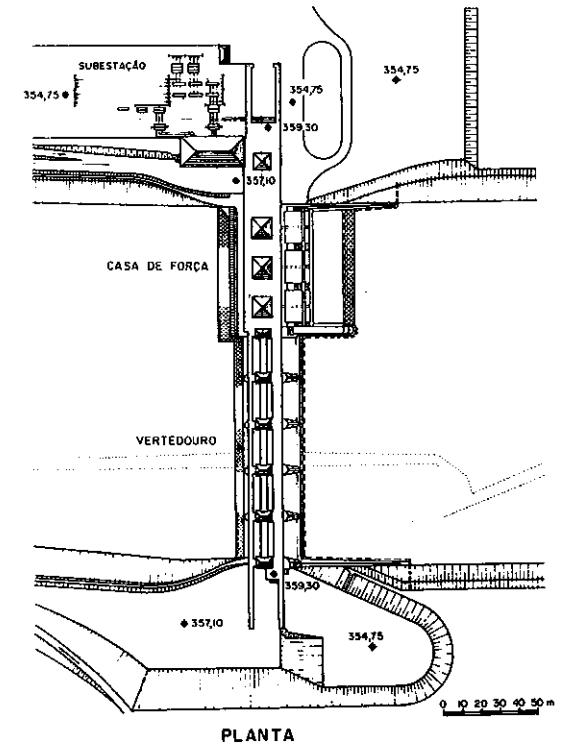
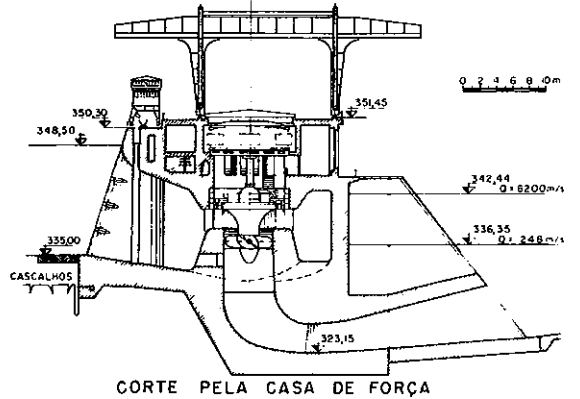
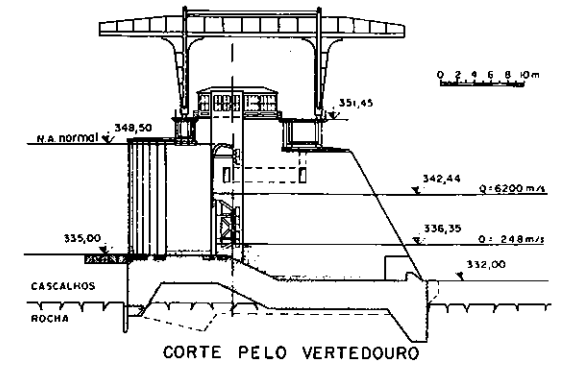


Figura 3.4 Exemplo de usina com queda pequena

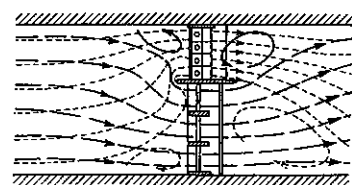


Figura 3.5 Direção da correnteza em frente da casa de força e do vertedouro

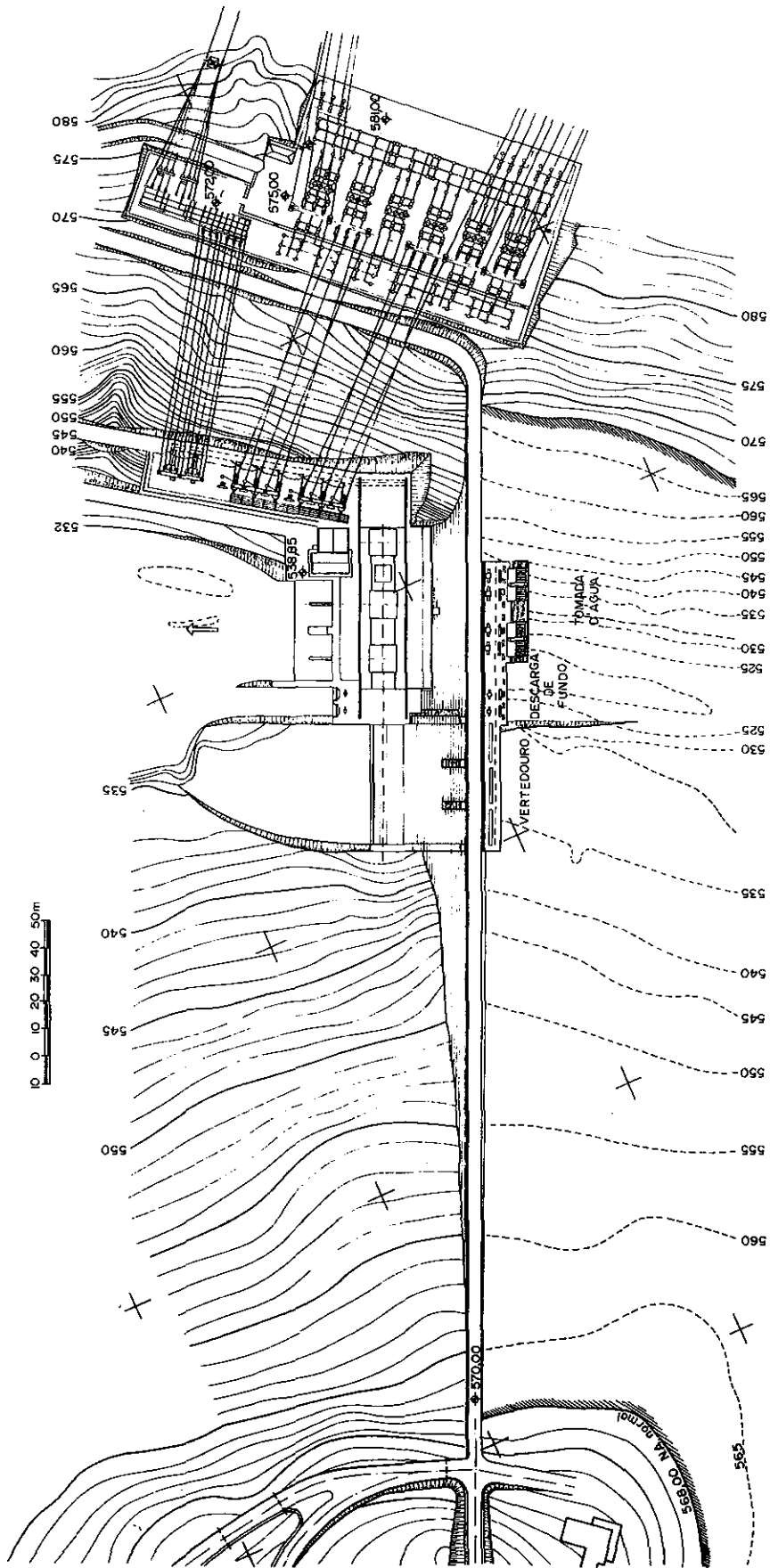


Figura 3.6 Exemplo de usina construída em vale estreito e profundo

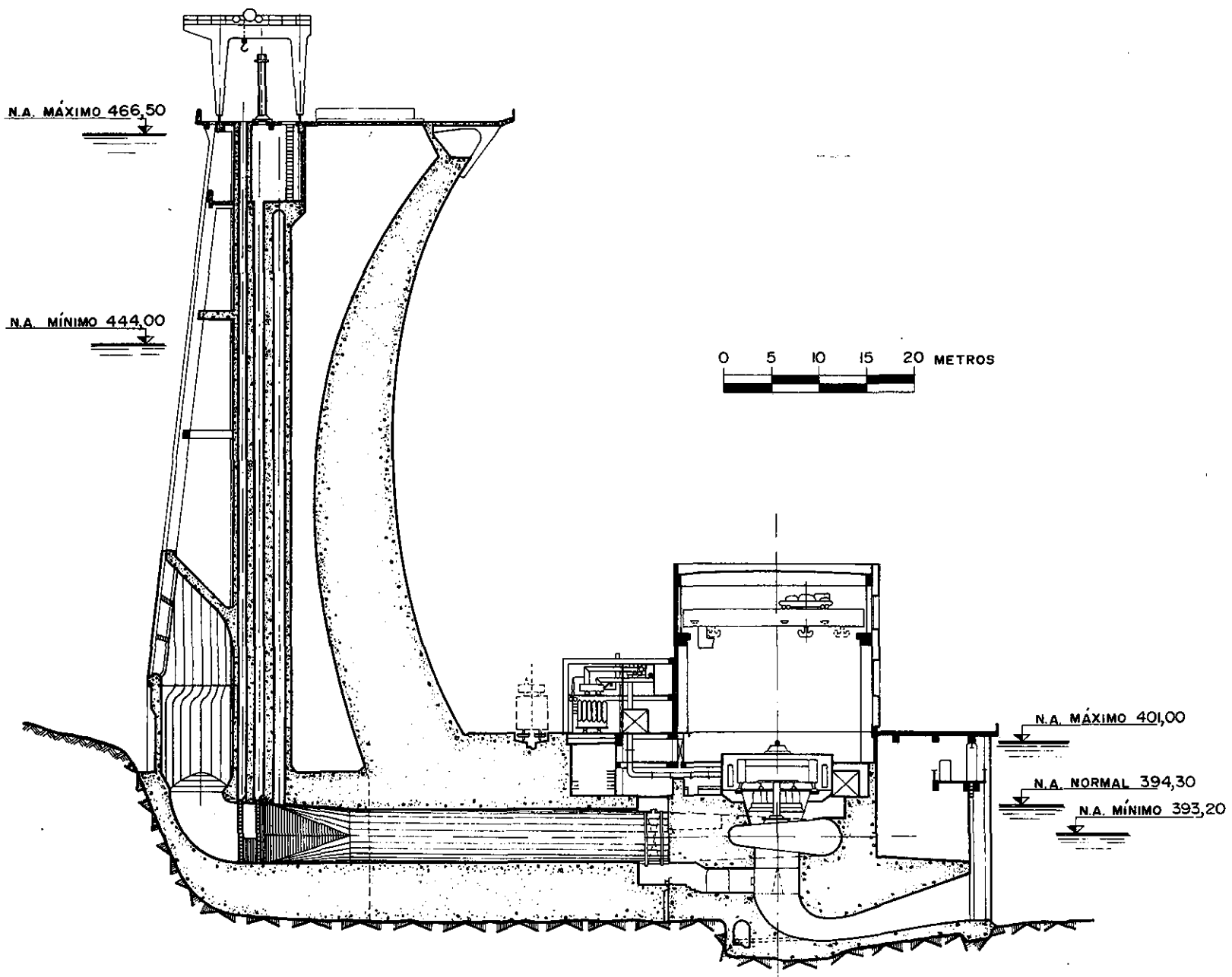
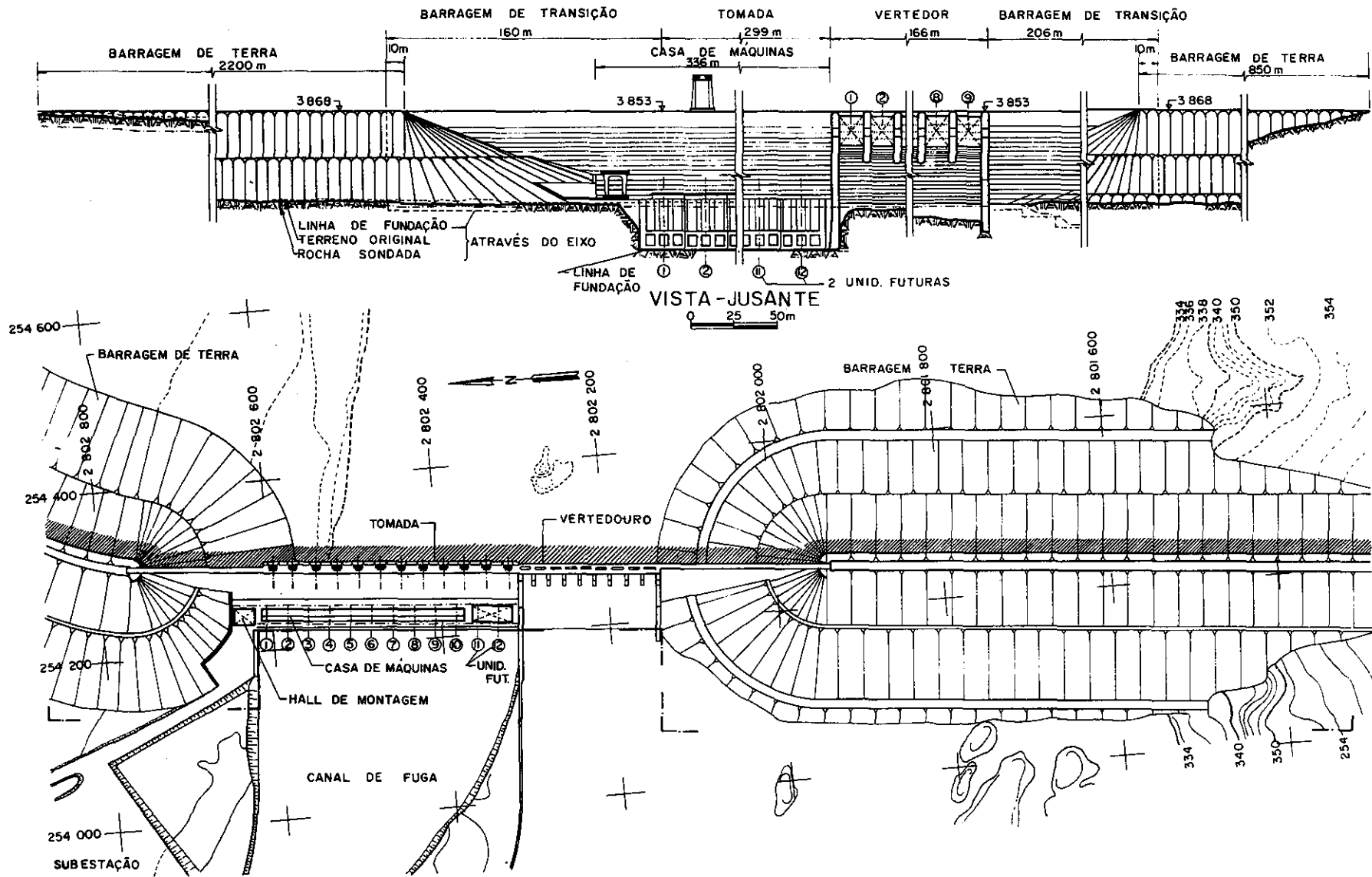
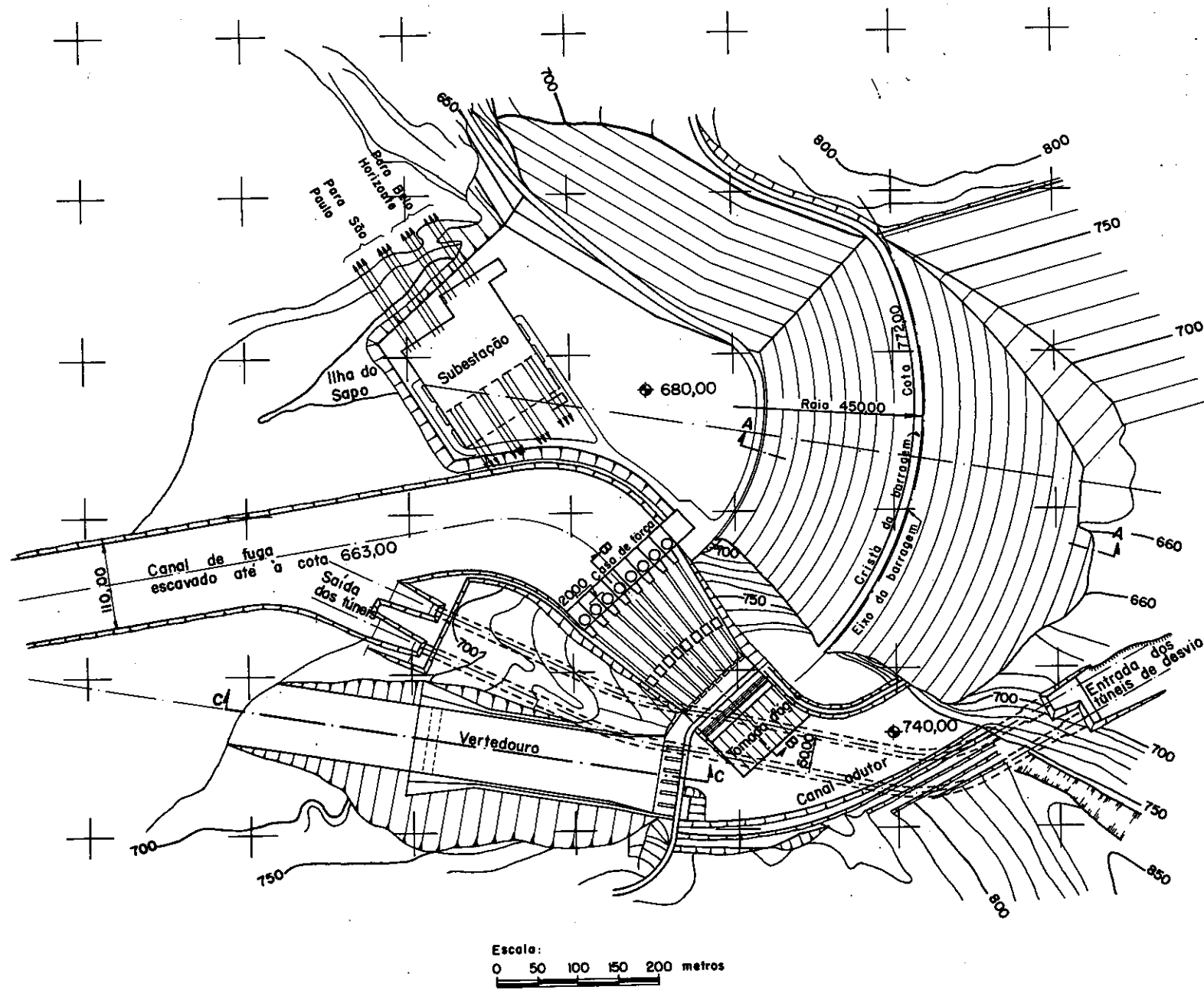


Figura 3.7 Usina de Funil no Rio Paraíba — localização da casa de força no pé de uma barragem de abóbada



**Figura 3.8** Usina de Água Vermelha, no Rio Grande — casa de força e vertedouro entre duas barragens de terra





Escala:  
0 50 100 150 200 metros

Figura 3.9 Usina de Furnas — vertedouro e tomada d'água separados da barragem e localizados nas encostas do vale

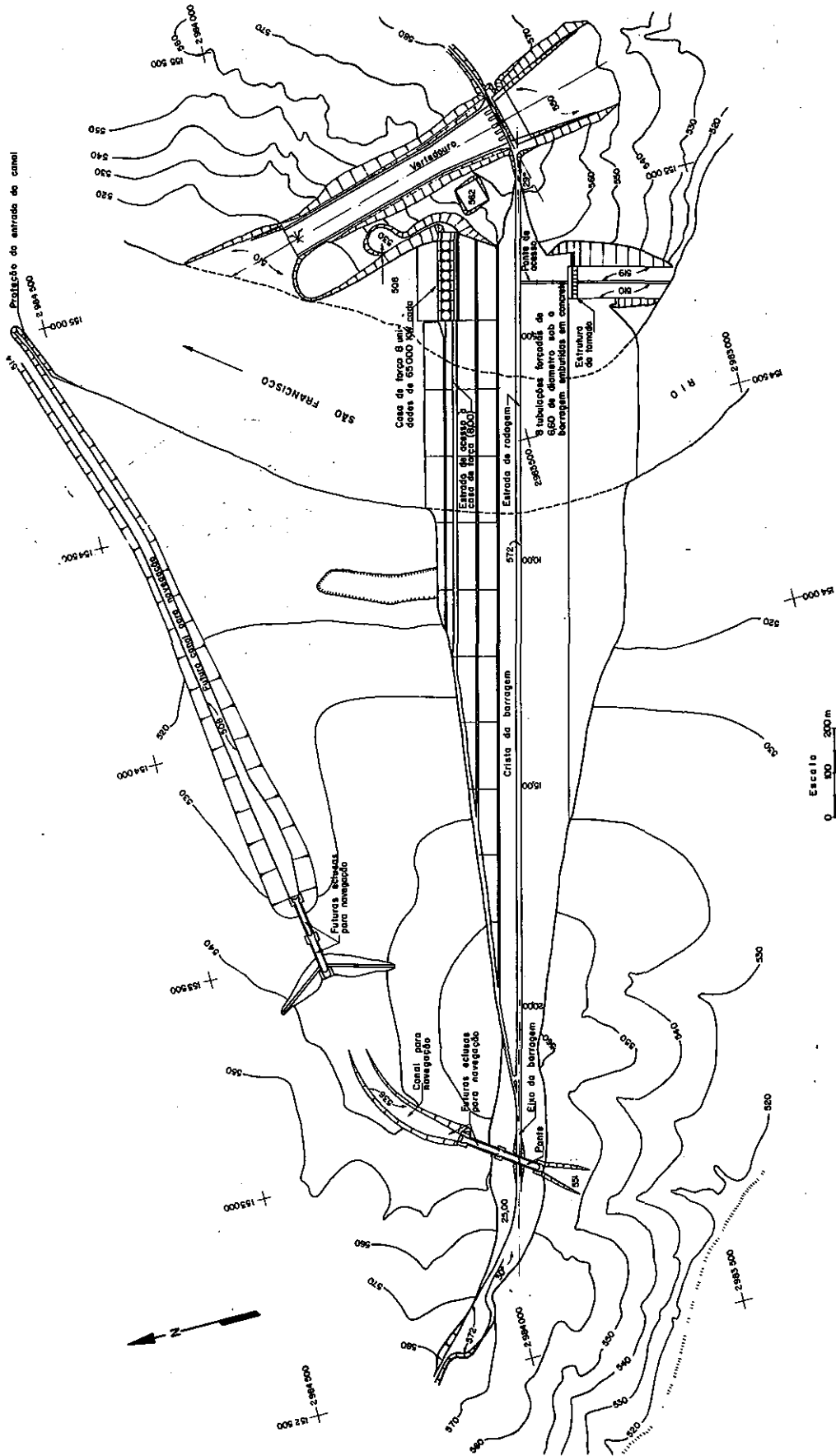


Figura 3.10 Usina de Três Marias — vertedouro na encosta do vale e a tubulação, por baixo da barragem, até a casa de força que é construída no pé de jusante da barragem

ser a solução adequada: uma parte de concreto, compreendendo o vertedouro e a tomada d'água, com a casa de força no pé da barragem, intercalada entre uma ou mais barragens de terra ou de enrocamento.

A ligação entre estes dois tipos de barragem precisa de especial cuidado para se evitar percolação pela junta entre o concreto e a argila, levando-se em conta principalmente o eventual recalque da terra que possa abrir essa fenda. A Fig. 3.8 mostra o projeto da Usina de Água Vermelha no Rio Grande.

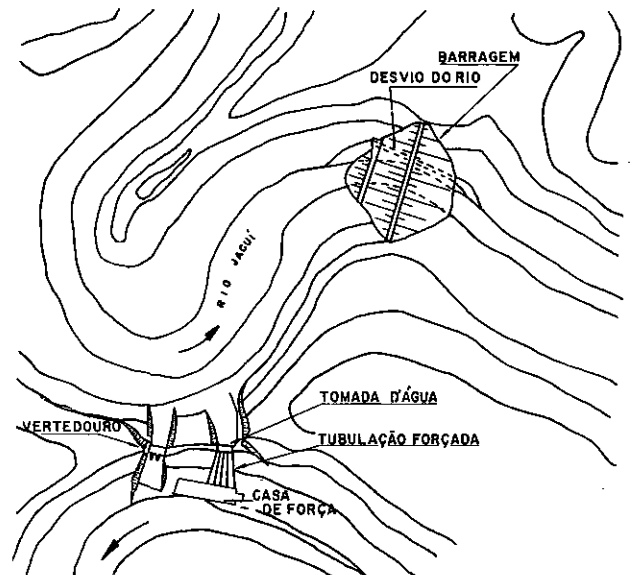
Se para barragens de mais de cerca de 30 m de altura, o tipo de terra representa a solução indicada, por causa do grande comprimento da crista ou de outras condições, a intercalação de uma parte de concreto em geral é antieconômica, principalmente por causa do grande volume de concreto, não somente do próprio corpo da barragem mas também dos grandes muros de arrimo ou de ligação com a parte de terra. Nesse caso, o vertedouro e a tomada d'água são separados da barragem e localizados nas encostas do vale, como foi feito em Furnas (Fig. 3.9).

Em Três Marias (Fig. 3.10) e em Capivara somente o vertedouro se encontra na encosta do vale, enquanto que a tomada, formada por uma espécie de torre, encontra-se a montante da barragem e, da tomada, a água é conduzida por tubulações por baixo da barragem até a casa de força que é construída no pé de jusante da barragem.

Usinas de desvio de potência elevada, em canal aberto, raramente são construídas, pois exigem um nível d'água, na represa, quase constante, o que impossibilita a regularização do deflúvio. Se as condições topográficas o permitem, deve ser projetado um túnel ou uma tubulação, sob pressão, que podem ser localizados abaixo do nível d'água mínimo na represa, que permitem, assim, a utilização do volume d'água armazenada para a regularização do deflúvio.

O declive da linha energética dos órgãos adutores de desvio deve ser muito menor que o do rio (Fig. 3.2); assim não sendo, esses órgãos terão grande comprimento, o que pode resultar uma solução antieconômica. Em casos especiais existe a possibilidade de se desviar a água de uma grande volta de um rio, de modo que se possa aproveitar um desnível desse rio, de extensão relativamente grande, por um órgão adutor curto. Em Piraju, por exemplo, uma volta do Rio Paranapanema, com 17 km de comprimento e 40 m de desnível, pode ser cortada por um túnel de apenas 2,13 km e por uma tubulação forçada de 330 m de comprimento. O apro-

veitamento de Itaúba apresenta um caso excepcional: um meandro do Rio Jacuí com desnível de 16 m é cortado por um canal adutor de apenas 120 m de comprimento (Fig. 3.11). A barragem, então, foi separada completamente da tomada d'água e do vertedouro, que estão construídos no espigão situado entre as duas extremidades da volta do rio. Uma forma especial desse tipo (Fig. 3.3) é a usina de derivação: o túnel adutor conduz a água para outro sistema fluvial (exemplo: Cubatão, da Light de São Paulo).



**Figura 3.11** Usina de Itaúba — meandro do Rio Jacuí, com desnível de 16 m e canal adutor de 120 m de comprimento

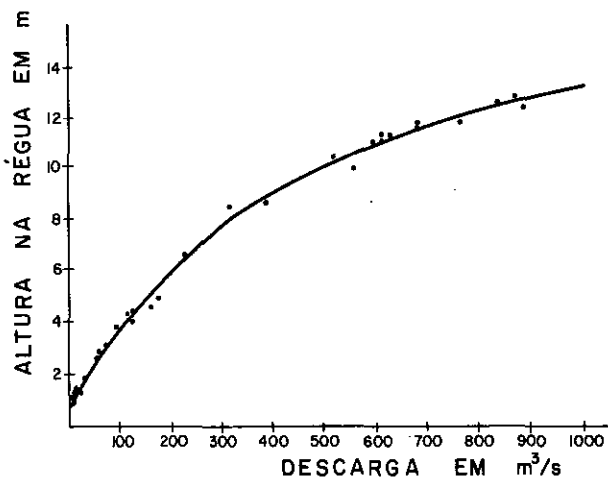
Um projeto diferente é a usina de bombeamento. Nas horas de baixo consumo, sobra energia nas usinas térmicas e hidrelétricas a fio d'água, que pode ser aproveitada para bombear água de um reservatório para outro em nível superior. Durante as horas de consumo elevado, a água é retornada, acionando as turbinas, gerando energia de ponta. O custo por kW dessas usinas é tanto menor quanto maior for a queda disponível.

Definem-se como usinas a fio d'água aquelas cuja pequena bacia de acumulação não permite a regularização do deflúvio, descrita no capítulo seguinte, e que podem aproveitar as descargas naturais do rio, muito variáveis durante o ano, e cuja produção de energia conseqüentemente é inconstante.

## 4 ESTUDOS HIDROLÓGICOS E ENERGÉTICOS

### 4.1 GENERALIDADES

A potência de uma usina é expressa pelo produto da descarga pela queda. O modo de obter a queda bruta de um aproveitamento, definida pela distância vertical entre os níveis d'água de montante e de jusante, foi descrito no capítulo anterior. A descarga disponível será o assunto do presente capítulo. Antes, porém, de se entrar em detalhes, deverão ser feitas as considerações a seguir.



**Figura 4.1** Exemplo de curva de descarga de um rio, com a utilização de curva-chave

Os projetos são feitos para usinas que funcionarão no futuro, porém dispomos de dados hidrográficos e meteorológicos somente de tempos passados. Usando esses dados, pressupomos que, no futuro, as condições serão as mesmas, ou pelo menos muito semelhantes. Quando não são usados limnógrafos, que marcam os níveis d'água continuamente, as descargas médias diárias, nas quais se baseiam os cálculos hidrológicos, são verificadas geralmente com base em duas leituras em régua limnométrica de um posto fluviométrico (por exemplo, às 7 horas e às 19 horas) das quais se tira a média, pressupondo-se que a variação da descarga seja linear. Da altura do nível d'água lida na régua se deduz a descarga do rio, utilizando-se a curva-chave, que representa a relação entre o nível d'água e a descarga e que tem em geral forma parabólica (Fig. 4.1). Marcando-se os resultados das medições de descarga num sistema cartesiano, considerando-se as descargas como abscissas e as alturas do nível d'água como ordenadas, verificar-se-á que dificilmente os pontos obtidos seguem

uma curva regular. Às vezes os resultados de medições efetuadas com o mesmo nível d'água diferem consideravelmente entre si. A curva-chave, por isso, deverá ser ajustada aos pontos de medição. Por outro lado, muitas vezes, faltam medições com águas altas e precisa-se extrapolar a curva a sentimento.

O projetista deve considerar esses fatos, quando decide a que precisão matemática deseja levar os cálculos hidrológicos. Por exemplo, não adianta calcular com frações de metro cúbico por segundo, tratando-se de um rio com descarga média de mais de 100 m³/s. Antes de começar um estudo, deve-se fixar o grau de exatidão necessário para cada caso em particular.

### 4.2 ESTUDOS HIDROLÓGICOS

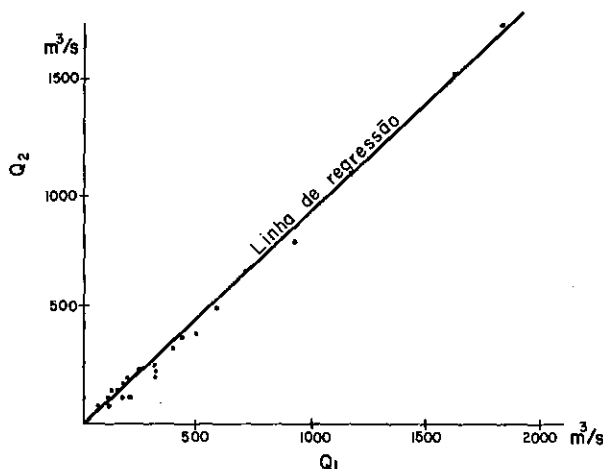
#### 4.2.1 DADOS HIDROLÓGICOS E SUA OBTENÇÃO

Para conhecer-se o regime de um rio, estabelece-se, num certo lugar, um posto fluviométrico com uma régua vertical graduada, na qual se pode ler a altura do nível d'água do rio. Marcando-se as leituras diárias da régua numa tabela, ou num gráfico, obtém-se o fluviograma do rio. Porém as oscilações do nível d'água são de interesse limitado, por exemplo, para a navegação, onde podem indicar o calado máximo admissível das embarcações em qualquer período do ano, ou para a fixação da cota mínima de construções que não devem ser inundadas. No projeto de uma usina hidrelétrica, interessa principalmente a descarga do rio, que representa o segundo fator de expressão da potência da usina,  $P = QH$ . As leituras do nível d'água serão transformadas em descargas por meio de curva-chave ou curva de descargas.

Com essa finalidade devem ser feitas medições diretas da descarga em número suficiente. Aconselha-se recorrer, para esses trabalhos, a uma firma especializada que disponha dos instrumentos e equipamentos de apoio necessários para a execução das medições. Somente baseando-se na experiência é que um engenheiro pode aplicar as regras práticas de fluviometria, sem cometer erros que tornem falsos os resultados das medições.

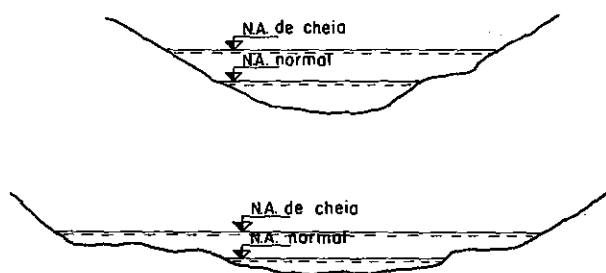
Algumas repartições públicas mantêm postos fluviométricos nos rios, principalmente o Departamento Nacional de Água e Energia, e alguns Departamentos de Água e Energia estaduais. O DNAE publica boletins fluviométricos que contêm as descargas médias diárias para os postos fluviométricos na bacia hidrográfica de

um rio, os resultados das medições de descarga e outros dados importantes. Mas raramente existe um posto fluviométrico exatamente no local previsto para a construção de uma usina. Caso existam postos no mesmo rio a montante e a jusante do local escolhido, em distância não muito grande, pode-se estabelecer a correlação entre as descargas nos dois pontos. A curva estabelecida por essa correlação chama-se linha de regressão.



**Figura 4.2** Correlação entre as descargas em dois pontos — linha de regressão

A linha de regressão (Fig. 4.2) em geral é uma reta. Apenas quando a seção transversal do vale de um local difere muito do outro, a linha de regressão pode ser uma curva ou uma linha composta de retas com inclinações diferentes. Isso, exemplificando, pode acontecer se uma seção tem forma regular, parabólica ou trapezoidal, por exemplo, e em outra seção o leito do rio é relativamente raso, com várzeas que são inundadas já com as descargas médias (veja a Fig. 4.3).



**Figura 4.3** Diferença entre a forma da seção de um rio

Supondo-se que a linha de regressão é uma reta, a relação entre as descargas em dois locais diferentes pode ser adotada igual à relação entre as áreas das duas bacias hidrográficas correspondentes, método que dá resultados com uma boa aproximação.

Outro método para fixar a correlação consiste na execução de medições diretas, simultâneas, nos dois locais, abrangendo descargas pequenas e grandes. Quanto mais medições forem feitas e quanto maior a

faixa abrangida pelas medições, tanto mais exata será a linha de regressão.

Pode-se proceder da mesma maneira quando, por exemplo, a montante do local escolhido para a barragem existe um posto fluviométrico e, entre este e o local da barragem, há um rio afluente onde existe, também, um posto fluviométrico. Então a descarga no local da barragem pode ser determinada pela soma das descargas medidas nos dois postos.

O problema é mais difícil e os resultados dos estudos serão menos exatos, se não existe posto fluviométrico no rio onde se pretende construir a usina. Nesse caso deve-se relacionar a descarga no local da barragem a um posto num rio vizinho, com condições topográficas e meteorológicas semelhantes nas duas bacias hidrográficas. Então podem ser aplicados os dois métodos: correlação com base nas áreas das bacias hidrográficas (eventualmente corrigida com respeito a diferenças das condições meteorológicas), ou efetuando medições diretas simultâneas das descargas, nos dois lugares. Evidentemente o segundo método dá resultados mais exatos.

Todos os estudos hidrológicos devem abranger, pelo menos, 20 anos consecutivos, caso existam dados. Omissões de observações dentro desse período podem ser reconstituídos por meio da correlação entre o local pesquisado e os postos fluviométricos no mesmo rio, ou num rio vizinho. Porém, de qualquer modo, deverá ser estabelecida a curva-chave para o local da barragem e também para o local da casa de força, caso esta seja afastada daquela.

O traçado da curva-chave nesse local é de grande importância. De um lado, a cota da implantação da turbina é fixada em relação ao nível d'água, no canal de fuga, correspondente à descarga de uma só turbina, para se evitar a cavitação. Por outro lado, a fixação da altura mínima das paredes externas da casa de força depende do nível d'água correspondente à descarga da enchente máxima. O mesmo nível d'água deve ser conhecido para o cálculo de uma eventual bacia de dissipação do vertedouro. Esses assuntos serão abordados em capítulos correspondentes.

#### 4.2.2 TRAÇADO DA CURVA-CHAVE

Os resultados das medições de descarga devem ser detalhadamente estudados. O primeiro passo consiste na marcação desses resultados num papel milimetrado, considerando-se as descargas como abcissas e as alturas do nível d'água como ordenadas. Esses pontos quase nunca coincidem com uma curva e sua dispersão depende da exatidão das medições, que muitas vezes está relacionada com a escolha de um lugar mais ou menos adequado para as mesmas.

As medições correspondentes a pontos muito distantes de uma curva, traçada provisoriamente a sentimento, devem ser reestudadas para eliminar eventuais erros graves. Para se verificarem os níveis d'água correspondentes a descargas conhecidas, como, por exemplo, as descargas máximas e mínimas possíveis, a curva

dcm	Altura do N.A. na régua									
	+0	+1	+2	+3	+4	+5	+6	+7	+8	+9
60	220	223	227	230	233	237	240	243	246	250
70	253	257	261	265	269	273	277	281	285	289
80	293	298	303	307	312	317	322	327	331	336
90	341	347	352	358	363	369	374	380	385	391
100	396	402	408	415	421	427	433	439	446	452
110	458	465	471	478	484	491	497	504	510	517
120	523	530	536	543	550	557	563	570	577	583
⋮										
700	9 250	9 278	9 305	9 333	9 361	9 389	9 416	9 444	9 472	9 499
710	9 527	9 556	9 585	9 613	9 642	9 671	9 700	9 729	9 757	9 786
720	9 815	9 845	9 875	9 905	9 935	9 966	9 996	10 026	10 056	10 086
730	10 116	10 147	10 178	10 210	10 241	10 272	10 303	10 334	10 366	10 397
⋮										

Figura 4.4 Tabela de descargas em função do nível d'água

traçada a olho dá resultados suficientemente exatos. É evidente que a altura, do ponto zero da régua em relação ao nível do mar, deve ser determinada para ser possível a transformação das leituras da régua em cotas.

Se for preciso transformar grande número de leituras da régua em vazões, aconselha-se estabelecer a curva-chave em forma de tabelas. Com vantagem, usa-se para estas o sistema aplicado, por exemplo, nas tábuas logarítmicas, como mostra a tabela da Fig. 4.4.

Para garantir a coincidência dos números da tabela com uma curva contínua, estabelece-se a equação da curva e, com base nesta, calculam-se as descargas correspondentes aos níveis d'água de 10 em 10 cm, enquanto que os valores intermediários são interpolados linearmente. A curva-chave, via de regra, tem forma parabólica, e geralmente se adota a equação

$$Q = a + bh + ch^2.$$

Existem dois métodos para se fixarem os coeficientes  $a$ ,  $b$  e  $c$ . O primeiro é o método das diferenças finitas, descrito no *Boletim Fluviométrico* n.º 12, da Divisão de Águas.

Pela curva traçada a olho que melhor interpola os resultados das medições, estima-se uma série de valores de  $Q$ , correspondentes a espaçamentos  $h$  equidistantes entre si, dando atenção à distribuição dos pontos ao longo da curva.

Assim, por exemplo, para

$h = 0,20$ m	$Q = 39,5$ m <sup>3</sup> /s,
$h = 1,00$ m	$Q = 123,0$ m <sup>3</sup> /s,
$h = 1,80$ m	$Q = 207,0$ m <sup>3</sup> /s,
$h = 2,60$ m	$Q = 292,0$ m <sup>3</sup> /s,
$h = 3,40$ m	$Q = 379,0$ m <sup>3</sup> /s.

Tomemos agora os três primeiros valores de  $Q$  e determinemos suas diferenças finitas (no caso, até a segunda ordem), calculando em seguida os valores que correspondem a  $h = 2,60$  m e  $h = 3,40$  m. Temos então

$h$	$Q$	Diferenças	
		1.ª ordem	2.ª ordem
0,2	39,5		
		83,5	
1,0	123,0		0,5
		84,0	
1,8	207,0		0,5
		84,5	
2,6	291,5		0,5
		85,0	
3,4	376,5		

Comparando os valores encontrados com os valores originais, vemos que, para  $h = 2,6$  e  $3,4$ , estão um pouco menores, o que indica que temos de aumentar a finita de segunda ordem. Depois de algumas tentativas, adotando 1,0 como valor para a diferença finita de segunda ordem, chegamos aos seguintes valores:

$h$	$Q$	Diferenças	
		1.ª ordem	2.ª ordem
0,2	39,5		
		83,5	
1,0	123,0		1,0
		84,5	
1,8	207,5		1,0
		85,5	
2,6	293,0		1,0
		86,5	
3,4	379,5		

e constatamos que as descargas correspondentes a  $h = 1,8$ ,  $2,6$  e  $3,4$  diferem apenas de 0,24, 0,34 e 0,13%, respectivamente, dos valores primitivos.

Colocando três pares dos valores de  $Q$  e  $h$  na equação  $Q = a + bh + ch^2$ , conseguimos três equações, que resolvidas, dão a equação

$$Q = 18,78 + 103,44h + 0,78h^2.$$

O outro método para se equacionar a curva-chave é o dos mínimos quadrados. Nesses cálculos entram os resultados de todas as medições de descarga, excluindo-se assim todas as arbitrariedades.

As três equações normais que determinam os três coeficientes  $a$ ,  $b$  e  $c$  são

$$\begin{aligned} na + b\sum h + c\sum h^2 &= \sum Q, \\ a\sum h + b\sum h^2 + c\sum h^3 &= \sum hQ, \\ a\sum h^2 + b\sum h^3 + c\sum h^4 &= \sum h^2Q, \end{aligned}$$

onde  $n$  significa o número das medições,  $h$  a altura do nível d'água na régua e  $Q$  a vazão correspondente. Utilizando, em vez dos valores  $h$  e  $Q$ , os valores  $h - h_m = H$  e  $Q - Q_m = Q'$ , a equação refere-se a um sistema de coordenadas com a origem  $h_m$  e  $Q_m$ , e as equações normais serão simplificadas para as formas:

$$\begin{aligned} An + C\sum H^2 &= 0, \\ B\sum H^2 + C\sum H^3 &= \sum H \cdot Q', \\ A\sum H^2 + B\sum H^3 + C\sum H^4 &= \sum H^2Q'. \end{aligned}$$

Da solução destas três equações resultam os coeficientes  $A$ ,  $B$  e  $C$  e podem ser transformados nos coeficientes  $a$ ,  $b$  e  $c$ , relacionados ao sistema original tomando-se

$$\begin{aligned} a &= Q_m + A - Bh_m + Ch_m^2, \\ b &= B - 2Ch_m, \\ c &= C. \end{aligned}$$

É óbvio que esse método é meramente matemático-estatístico, usando-se os valores correspondentes de  $h$  e  $Q$  como algarismos afastados de suas bases físicas. Por esse motivo deverá ser aplicado com muita cautela. Às vezes curvas com outras equações adaptam-se melhor aos resultados das medições, por exemplo, parábolas de elevado grau:

$$Q = a + bh + ch^2 + \dots + nh^n.$$

Alguns autores aconselham a aplicação de equações da forma:

$$Q = a(h - h_0)^n,$$

onde  $h_0$  é a altura do nível d'água, para a vazão igual a zero.

A curva-chave pode ser reproduzida por uma curva contínua, apenas para um perfil do rio regular, aproximadamente parabólico ou trapezoidal. Se o perfil molhado do rio abrange também várzeas, essas faixas do perfil devem ser tratadas separadamente e a curva-chave tem uma quebra na altura das várzeas.

A dispersão dos resultados das medições plotadas no papel milimetrado pode ser causada por erros quase inevitáveis na execução das medições, mas também por outros fatores. Se se verifica que os resultados de uma série de medições consecutivas diferem consideravelmente, no mesmo sentido, para mais ou para menos, dos executados num período anterior, pode-se supor que as condições mudaram; ou a declividade do rio mudou, ou o perfil do rio, no lugar das medições.

A mudança da declividade pode ser provocada por uma barragem artificial cujo remanso alcança o local das medições, que por essa razão ficam inaproveitáveis. O remanso pode ser produzido por um afluente, a jusante do local de medição, que deposita na sua foz o material sólido transportado para o leito do rio principal, formando assim uma barragem. Geralmente a forma dessa barragem muda conforme as descargas das enchentes, de modo que se faz necessário estabelecer nova curva-chave quase de ano em ano.

O perfil do rio, no local das medições, muda se o material que constitui o fundo do leito for movido. Esse material, por exemplo, pode ser levado pelas águas, durante uma enchente, com velocidade d'água elevada, aumentando a área do perfil, ou, em caso contrário, depositado durante o período de águas baixas, diminuindo a área. Esse fenômeno pode coincidir com a formação ou com o desaparecimento de uma barragem a jusante, como foi descrito acima.

A construção de uma barragem com grande reservatório pode interromper o transporte de matéria sólida pelo rio, provocando um aprofundamento do leito deste a jusante, e conseqüentemente a mudança do perfil de medições.

Em todos esses casos, os resultados das medições deverão ser agrupados conforme os períodos de sua execução e estabelecidas curvas-chaves para cada um desses períodos. No ramo superior da curva-chave, a influência da mudança do perfil diminui progressivamente. Raras vezes as medições abrangem também as vazões de enchente, e nunca chegam à descarga de enchente máxima provável. Conseqüentemente a curva das descargas deve ser extrapolada, o que representa uma operação das mais delicadas. Deve-se advertir quanto à utilização da equação estabelecida para o ramo inferior da curva-chave, além dessa faixa. O prolongamento da curva a sentimento implica em arbitrariedades, e mesmo um engenheiro muito versado em tais trabalhos pode cometer erros grosseiros.

A seguir será descrito um método, inicialmente proposto por Van Rinsom, que pelo menos parcialmente restringe as arbitrariedades dos outros procedimentos. Consideremos a fórmula de Chézy:

$$Q = v \cdot A = k \sqrt{Rl} \cdot A.$$

Para os rios largos, o raio hidráulico  $R$  pode ser substituído pela profundidade média  $P$ . Temos então

$$Q = k \sqrt{l} \cdot A \sqrt{P},$$

onde

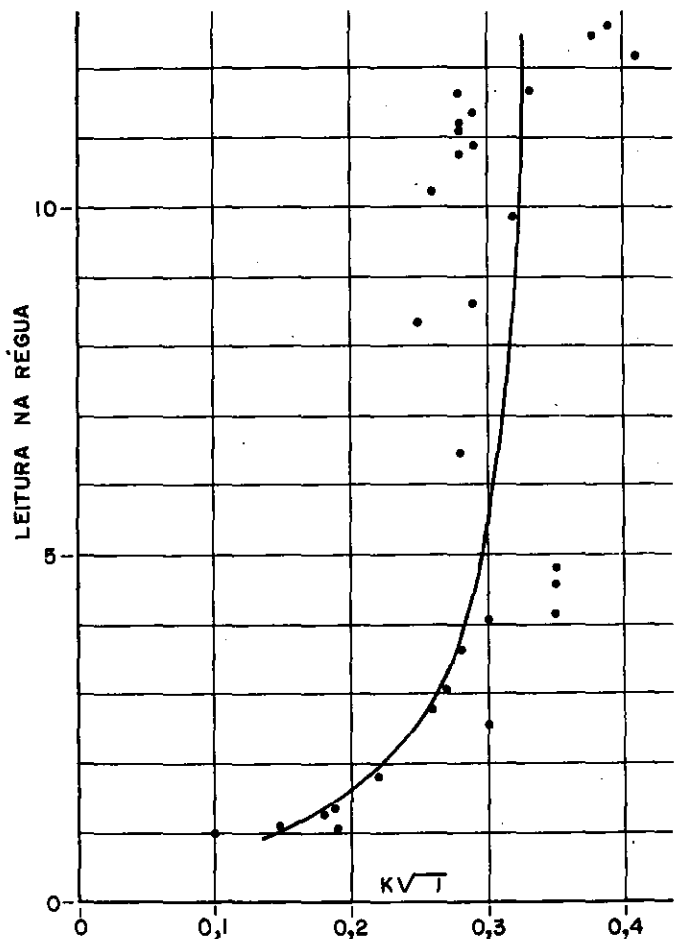
$$\begin{aligned} k &= \text{fator de rugosidade,} \\ l &= \text{declive da lâmina d'água,} \\ A &= \text{área da seção molhada.} \end{aligned}$$

$A$  e  $P$  são dados físicos da seção do rio e podem ser obtidos, no desenho da seção, para cada altura do nível d'água até o nível máximo. No trecho coberto pelas medições  $k \sqrt{l}$ , calcula-se a partir dos resultados de cada medição:

$$k \cdot \sqrt{l} = \frac{Q}{A \sqrt{P}}.$$

	N.A.	PROF. MÉD.	ÁREA	DESCARGA	VT	A VT	$\frac{Q}{AVT} = KVJ$
5	11,67	7,33	854,51	765,96	2,71	2315	0,33
6	11,40	7,61	846,76	674,37	2,76	2325	0,29
7	11,20	7,46	816,03	628,90	2,72	2250	0,28
8	11,12	7,38	808,84	610,23	2,71	2190	0,28
9	10,90	7,31	784,11	620,87	2,71	2125	0,29
10	10,79	7,34	785,66	590,70	2,71	2130	0,28
11	10,22	6,95	720,79	511,64	2,64	1925	0,26
16	8,35	5,80	519,46	314,18	2,40	1245	0,25
22	12,16	7,83	936,26	894,65	2,80	2185	0,41
23	12,65	7,97	996,46	878,14	2,82	2245	0,39
24	12,45	7,87	984,37	847,18	2,81	2210	0,38
27	11,64	7,42	886,90	687,92	2,73	2420	0,28
28	9,86	6,89	663,96	560,66	2,65	1755	0,32
31	8,59	5,98	541,94	383,55	2,44	1320	0,29
36	6,46	4,93	362,40	230,56	2,22	810	0,28
42	4,18	3,42	212,32	122,52	1,85	391	0,31
47	4,56	3,70	233,02	158,99	1,92	447	0,35
49	4,81	3,83	249,29	171,99	1,95	485	0,35
50	1,08	0,85	39,62	6,78	0,92	36	0,19
51	1,26	1,12	45,57	9,72	1,06	54	0,18
52	1,80	1,57	88,43	24,42	1,25	110	0,22
54	1,10	1,00	57,63	8,60	1,00	58	0,15
56	3,65	3,23	202,31	103,40	1,80	366	0,28
58	2,54	2,22	124,98	60,60	1,49	186	0,30
60	1,36	1,15	59,53	12,16	1,06	63	0,19
61	4,01	3,37	210,38	114,82	1,83	380	0,30
62	3,02	2,65	160,57	71,42	1,63	261	0,27
65	2,76	2,46	147,08	60,60	1,57	231	0,26
68	1,00	0,87	46,35	4,50	0,94	44	0,10

**Figura 4.5** Exemplo da tabela composta pelas leituras efetuadas no Rio Ibirapuitã, em Alegrete, indicando os cálculos das descargas e vazões



**Figura 4.6** Curva da descarga do Rio Ibirapuitã, em Alegrete, baseada nos dados obtidos pelo cálculo incluído na tabela da Fig. 4.5



Os pontos obtidos desse modo e plotados em papel milimetrado serão adaptados numa curva, que pode ser extrapolada a sentimento. De modo algum deverá ser feita a extrapolação usando-se uma equação da curva estabelecida pelas maneiras descritas anteriormente. A tabela da Fig. 4.5 e a Fig. 4.6 servem de exemplo.

Somente para uma seção trapezoidal muito regular com fundo fixo, o valor de  $k\sqrt{T}$  é constante, até a profundidade máxima d'água. Em geral, tratando-se de leitos naturais dos rios, esse valor cresce relativamente rápido, com o nível d'água subindo, na parte baixa do perfil, depois, mais lento, aproximando-se para os níveis d'água de enchente a um valor assintótico. Numa seção composta do próprio leito do rio e de várzeas contíguas, o valor pode decrescer quando as várzeas são inundadas.

Nas Figs. 4.7 e 4.8 estão desenhados os perfis e as curvas  $k\sqrt{T}$  para os rios Iguaçu, em União da Vitória, e Ibirapuitã, em Alegrete, que mostram claramente a tendência das curvas e sua aproximação a um valor constante para níveis d'água altos.

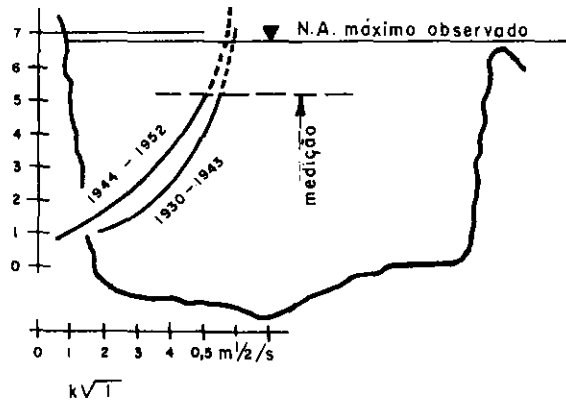


Figura 4.7 Seção e curva de descarga do Rio Iguaçu, em União da Vitória

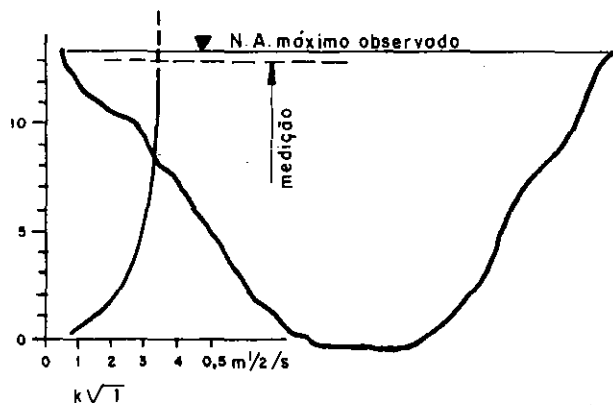


Figura 4.8 Seção e curva de descarga do Rio Ibirapuitã, em Alegrete

A Fig. 4.7 mostra uma particularidade dos valores de  $k\sqrt{T}$ : os valores calculados, com base nas medições efetuadas no ano de 1944 e daí por diante, são consideravelmente menores que os verificados nos anos anteriores. O *Boletim Fluviométrico* n.º 13, da Divisão de Águas, de onde são tirados os dados das medições, não contém indicações que possam explicar essa diferença. A variação pode ser provocada por uma mu-

dança do perfil da seção. Se o fundo do leito consiste de material movediço, um aprofundamento ou uma elevação do fundo modificaria o perfil, aumentando ou diminuindo a área e, conseqüentemente, as descargas correspondentes ao mesmo nível d'água, antes e depois da variação. Nesse caso, a curva-chave deve ser modificada a partir da data dessa variação. Porém, estudando-se detalhadamente os dados das medições, verifica-se que a variação deve ter sido causada por outros fatores. Pode-se comprovar que, para o mesmo nível d'água, a área da seção e as profundidades médias aumentaram consideravelmente depois do ano de 1944 e, concomitantemente, a velocidade média diminuiu, enquanto que as vazões não variaram. Daí se concluir que, desde 1944, as medições foram executadas num perfil diferente, com áreas maiores e profundidades maiores. Porém a influência da mudança do local das medições sobre o traçado da curva-chave, nesse caso, é insignificante.

Esse método falha nos casos em que existem medições diretas da descarga apenas para níveis d'água baixos, de modo que os valores calculados de  $c\sqrt{T}$  não indicam a direção bem definida do ramo superior da curva, deixando larga margem para o traçado arbitrário desse trecho.

Outro método que se baseia também, em grande parte, nos dados físicos do rio e limita, assim, a arbitrariedade na avaliação dos coeficientes, é o de Stevens. Para a aplicação desse método, devem ser levantadas várias seções transversais do rio, num trecho regular próximo ao posto fluviométrico. Em cada uma dessas seções se determinam, para diversos níveis d'água, a área molhada  $A$ , a profundidade média  $P$  e se traça a curva  $A\sqrt{P}$  em relação às cotas  $C$  dos níveis d'água. Superpondo-se as curvas das várias seções, desenha-se a curva média como mostra a Fig. 4.9, levando-se em conta a declividade da lâmina d'água entre as seções.

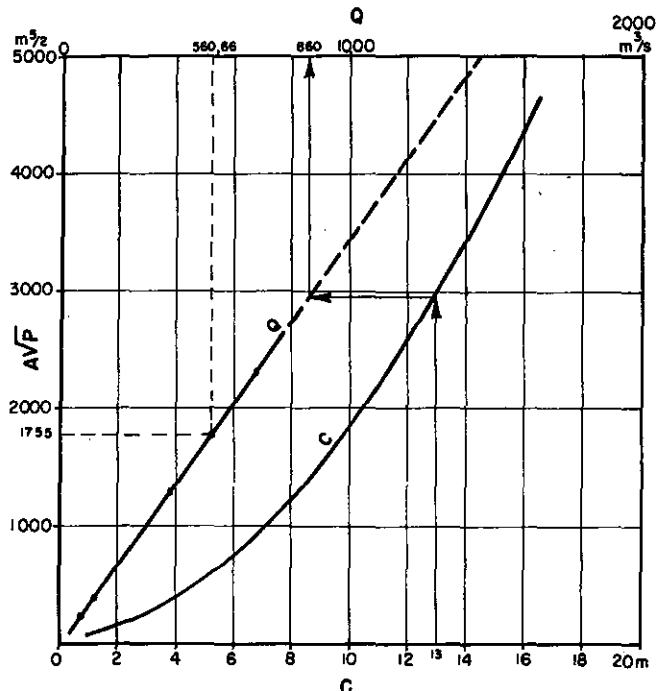


Figura 4.9 Método de Stevens — traçado da curva média

Depois traça-se a curva de  $Q$  em relação a  $A\sqrt{P}$ . A escala das descargas é colocada na horizontal superior do gráfico. Da tabela da Fig. 4.5 tira-se a descarga de  $560,60 \text{ m}^3/\text{s}$ , por exemplo, correspondente ao valor de  $A\sqrt{P} = 1755$ , e, marcando na horizontal, por essa ordenada, a descarga de  $Q = 560,60$ , consegue-se um ponto da curva  $Q$  em relação a  $A\sqrt{P}$ . Pelos pontos fixados desse modo, traça-se a curva média, que geralmente é muito pouco curvada, de modo que é possível substituí-la por uma reta, sem grande erro na extrapolação.

Todos estes métodos dão resultados apenas muito aproximados se o rio inunda largas várzeas.

### 4.2.3 AVALIAÇÃO DA ENCHENTE MÁXIMA PROVÁVEL

Um problema muito importante para a segurança do aproveitamento consiste na avaliação da enchente máxima que determina o dimensionamento dos órgãos de descarga.

Até o começo deste século, usavam-se em geral fórmulas empíricas do tipo

$$Q = cA^n,$$

onde  $c$  e  $n$  representam coeficientes dependentes da região e do regime do rio e  $A$  a área de sua bacia hidrográfica. Tais coeficientes eram escolhidos com base nos indicados na literatura especializada, com certa arbitrariedade. Foram estabelecidas outras fórmulas com maior número de coeficientes que levavam em conta o relevo, a cobertura vegetal da bacia e a altura de precipitação média.

Outro método, chamado de determinista, usa o hidrograma unitário estabelecido com base nas chuvas e tempestades intensas. Esse método tem utilidade quando aplicado a bacias hidrográficas de áreas inferiores a  $10\,000 \text{ km}^2$ , bacias sobre as quais as condições climáticas são uniformes, e quando existem dados suficientes sobre a intensidade e a duração de chuvas fortes e fluviogramas adequados, do ponto de vista tanto da situação quanto do tempo, para servirem de base para o traçado do hidrograma unitário.

O terceiro método faz abstração completa dos processos físicos causadores das enchentes. Para aplicá-lo, aceitam-se as descargas registradas com observações de uma variável, e submete-se esses valores à análise estatística com base na probabilidade de sua ocorrência. Inicialmente foi usado o papel probabilístico, com escala das abcissas correspondente à distribuição segundo a lei de Gauss e com as ordenadas na escala logarítmica.

O processo gráfico é o seguinte: suponhamos que existam observações das enchentes máximas de cada ano, durante um período de 20 anos; colocamos, então, numa tabela as descargas das enchentes em ordem decrescente, dando a cada uma o número de ordem  $m$ , sendo  $n$  o número dos anos, no caso presente,  $n = 20$ . A seguir é feita uma exposição do método, com a indicação das fórmulas, sem entrar em detalhes teóricos.

A probabilidade de cada enchente, em porcentagem, calcula-se pela fórmula

$$p = \frac{m - 0,5}{n} \cdot 100.$$

Por exemplo, a enchente com o número de ordem  $m = 10$  tem a probabilidade de

$$p = \frac{10 - 0,5}{20} \cdot 100 = 47,5\%.$$

Na prática, é costume classificar-se uma enchente segundo o período de sua recorrência. Chama-se milenária uma enchente que provavelmente ocorra uma só vez dentro de um período de mil anos. Entre a probabilidade em porcentagem e o número dos anos de recorrência, existe a relação

$$n = \frac{100}{p}.$$

A enchente com probabilidade  $p = 2$  corresponde a 50 anos de recorrência.

Tal indicação pode dar a falsa impressão que a enchente ocorra apenas de cem em cem ou de mil em mil anos. Uma enchente milenária, por exemplo, pode ocorrer num certo ano depois de um período de mil anos, sem enchentes iguais ou maiores, porém, no ano seguinte, pode acontecer uma enchente igual ou maior, com a probabilidade de que as enchentes nos seguintes mil anos fiquem menores. Por isso, achamos mais conveniente classificar as enchentes com base em sua probabilidade.

Depois de se colocarem as enchentes em ordem decrescente e calcular-se a probabilidade de cada uma, marcam-se esses pontos no papel probabilístico e traça-se uma curva que se adapte da melhor maneira a tais pontos. A curva pode ser prolongada a sentimento, e desse modo se avalia a enchente com a probabilidade pretendida.

Se a distribuição da probabilidade das enchentes fosse simétrica, obedecendo à lei de Gauss, a curva traçada desse modo deveria ser uma reta. Porém, quase sempre, é uma curva, obedecendo a uma lei assimétrica. No decorrer do tempo, foram propostos diversos métodos que levaram em conta a assimetria da distribuição.

Com a intenção de unificar os métodos para determinar a enchente máxima, aplicados por diversas entidades, o Comitê de Hidrologia do *Water Resources Council*, dos Estados Unidos, propôs a utilização geral da distribuição log-Pearson III, assim chamada porque são usados os logaritmos dos valores das enchentes. Sem entrar na teoria, em seguida será desenvolvida a aplicação prática desse método.

Serão usados os seguintes símbolos:

$Q$  = descarga de enchente máxima de cada ano, em  $\text{m}^3/\text{s}$ .

$X$  =  $\log Q$  = logaritmo de base 10 da descarga máxima anual.

$n$  = número dos anos do período estudado.

$X_m$  = média dos logaritmos das enchentes =  $\Sigma X/n$ .

$x$  =  $X - X_m$ .

Prepara-se uma tabela (Fig. 4.10), de tal forma que nas colunas (1) e (2) são anotados os anos e a descarga da enchente correspondente; na coluna (3), estão colocadas as mesmas descargas da coluna (2) pela ordem decrescente de grandeza, e, na (4), os logaritmos correspondentes. A coluna (5) indica a diferença  $x$  entre cada logaritmo e a média dos logaritmos

Ano	Enchentes		$X = \log Q$	$x - X - X_m$	$x^2$	$x^3$
	Descargas					
	anual	em ordem decrescente				
1	2	3	4	5	6	7
1939	1 133	3 380	3,52892	0,41791	0,174649	0,072988
1940	1 991	2 263	3,35468	0,24367	0,059393	0,014472
1941	3 380	2 209	3,34420	0,23319	0,053819	0,012550
1942	1 450	1 991	3,29907	0,18806	0,035366	0,006651
1943	689	1 872	3,27231	0,16130	0,026018	0,004197
1944	1 237	1 751	3,24329	0,13228	0,017497	0,002315
1945	785	1 751	3,24329	0,13228	0,017497	0,002315
1946	992	1 724	3,23654	0,12553	0,015765	0,001979
1949	937	1 650	3,21748	0,10647	0,011335	0,001207
1948	1 093	1 570	3,19590	0,08489	0,007206	0,000612
1949	689	1 469	3,16705	0,05604	0,003140	0,000176
1950	2 263	1 450	3,16137	0,05036	0,002536	0,000128
1951	1 165	1 318	3,11992	0,00891	0,000079	0,000000
1952	606	1 237	3,09234	-0,01867	0,000349	-0,000001
1953	1 751	1 229	3,08955	-0,02146	0,000461	-0,000010
1954	1 751	1 173	3,06930	-0,04171	0,001740	-0,000073
1955	1 229	1 165	3,06633	-0,04468	0,001996	-0,000096
1956	2 207	1 133	3,05423	-0,05678	0,003224	-0,000183
1957	1 318	1 093	3,03862	-0,07239	0,005240	-0,000379
1958	938	992	2,99651	-0,11450	0,013110	-0,001501
1959	1 872	938	2,97220	-0,13881	0,019268	-0,002675
1960	1 173	937	2,97174	-0,13927	0,019385	-0,002700
1961	1 469	902	2,95521	-0,15580	0,024274	-0,003781
1962	902	785	2,84819	-0,26282	0,069064	-0,018151
1963	1 650	689	2,83822	-0,27279	0,074415	-0,020300
1964	1 570	689	2,83822	-0,27279	0,074415	-0,020300
1965	1 724	606	2,78247	-0,32854	0,107938	-0,035462
$n = 27$			$\Sigma X = 83,99714$		$\Sigma x^2 = 0,839179$	$\Sigma x^3 = 0,013978$

$$X_m = \frac{83,99714}{27} = 3,11101 \quad s = \sqrt{\frac{\Sigma x^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{0,839179}{27-1}} = 0,17965$$

$$s^3 = 0,0057987 \quad g = \frac{n \Sigma x^3}{(n-1)(n-2)s^3} = \frac{270,013978}{26 \cdot 25 \cdot 0,0057987} = 0,1001$$

Na tabela encontra-se para  $g = 0,1$  e a enchente com probabilidade de 0,01 %

$$K = 3,935$$

$$\text{Então é: } \log Q_{0,01} = X_m + K \cdot s = 3,11101 + 3,935 \cdot 0,17965 = 3,81794$$

$$\text{e } Q_{0,01} = 6 575 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Para uma enchente com probabilidade de 0,1 % é:

$$K = 3,233$$

$$\log Q_{0,1} = 3,11101 + 3,233 \cdot 0,17965 = 3,69182$$

$$Q_{0,1} = 4 917 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Figura 4.10 Exemplo de tabela para o cálculo da avaliação de enchente máxima

Coeficiente de desvio positivo	Anos de recorrência									
	1,01	1,05	1,25	2,0	5	10	20	100	1 000	10 000
	Probabilidade em %									
	99	95	80	50	20	10	5	1	0,1	0,01
3,0	-0,667	-0,665	-0,636	-0,396	+0,420	+1,180	+2,003	+4,051	+7,152	+10,354
2,9	-0,690	-0,688	-0,651	-0,340	+0,440	+1,195	+2,007	+4,013	+7,034	+10,146
2,8	-0,714	-0,711	-0,666	-0,384	+0,460	+1,210	+2,010	+3,973	+6,915	+9,936
2,7	-0,740	-0,736	-0,681	-0,376	+0,479	+1,224	+2,012	+3,932	+6,794	+9,725
2,6	-0,769	-0,762	-0,696	-0,369	+0,499	+1,238	+2,013	+3,889	+6,672	+9,513
2,5	-0,799	-0,790	-0,711	-0,360	+0,518	+1,250	+2,012	+3,845	+6,548	+9,299
2,4	-0,832	-0,819	-0,725	-0,351	+0,537	+1,262	+2,011	+3,800	+6,423	+9,084
2,3	-0,867	-0,850	-0,739	-0,341	+0,555	+1,274	+2,009	+3,753	+6,296	+8,868
2,2	-0,905	-0,882	-0,752	-0,330	+0,574	+1,284	+2,006	+3,705	+6,168	+8,650
2,1	-0,946	-0,915	-0,765	-0,319	+0,592	+1,294	+2,001	+3,656	+6,039	+8,431
2,0	-0,980	-0,949	-0,777	-0,307	+0,609	+1,303	+1,996	+3,605	+5,908	+8,210
1,9	-1,023	-0,984	-0,788	-0,294	+0,627	+1,311	+1,989	+3,553	+5,775	+7,989
1,8	-1,069	-1,012	-0,799	-0,282	+0,643	+1,318	+1,981	+3,499	+5,642	+7,766
1,7	-1,116	-1,056	-0,808	-0,268	+0,660	+1,324	+1,972	+3,444	+5,507	+7,543
1,6	-1,166	-1,093	-0,817	-0,254	+0,675	+1,329	+1,962	+3,388	+5,371	+7,318
1,5	-1,217	-1,131	-0,825	-0,240	+0,691	+1,333	+1,951	+3,330	+5,233	+7,093
1,4	-1,270	-1,168	-0,832	-0,225	+0,705	+1,337	+1,938	+3,271	+5,095	+6,867
1,3	-1,383	-1,206	-0,838	-0,210	+0,719	+1,339	+1,925	+3,211	+4,955	+6,640
1,2	-1,449	-1,243	-0,844	-0,195	+0,733	+1,340	+1,910	+3,149	+4,815	+6,412
1,1	-1,518	-1,280	-0,848	-0,180	+0,745	+1,341	+1,894	+3,087	+4,673	+6,185
1,0	-1,588	-1,317	-0,852	-0,164	+0,758	+1,340	+1,877	+3,023	+4,531	+5,957
0,9	-1,660	-1,353	-0,854	-0,148	+0,769	+1,339	+1,859	+2,957	+4,388	+5,729
0,8	-1,733	-1,389	-0,856	-0,132	+0,780	+1,336	+1,839	+2,891	+4,244	+5,501
0,7	-1,806	-1,423	-0,857	-0,116	+0,790	+1,333	+1,819	+2,824	+4,100	+5,274
0,6	-1,880	-1,458	-0,857	-0,099	+0,800	+1,329	+1,797	+2,755	+3,956	+5,047
0,5	-1,955	-1,491	-0,857	-0,083	+0,808	+1,323	+1,774	+2,686	+3,811	+4,821
0,4	-2,029	-1,524	-0,855	-0,067	+0,816	+1,317	+1,750	+2,615	+3,666	+4,597
0,3	-2,104	-1,555	-0,853	-0,050	+0,824	+1,309	+1,726	+2,544	+3,521	+4,374
0,2	-2,178	-1,586	-0,850	-0,033	+0,830	+1,301	+1,700	+2,472	+3,377	+4,153
0,1	-2,253	-1,616	-0,846	-0,017	+0,836	+1,292	+1,673	+2,400	+3,233	+3,935
0	-2,326	-1,645	-0,842	0,000	+0,842	+1,282	+1,645	+2,326	+3,090	+3,719

Coeficiente de desvio negativo	Anos de recorrência									
	1,01	1,05	1,25	2	5	10	20	100	1 000	10 000
	Probabilidade em %									
	99	95	80	50	20	10	5	1	0,1	0,01
0	-2,326	-1,645	-0,842	0,000	+0,842	+1,282	+1,645	+2,326	+3,090	+3,719
-0,1	-2,400	-1,673	-0,836	+0,017	+0,846	+1,270	+1,616	+2,253	+2,948	+3,507
-0,2	-2,472	-1,700	-0,830	+0,033	+0,850	+1,258	+1,586	+2,178	+2,808	+3,299
-0,3	-2,544	-1,726	-0,824	+0,050	+0,853	+1,245	+1,555	+2,104	+2,669	+3,096
-0,4	-2,615	-1,750	-0,816	+0,067	+0,855	+1,231	+1,524	+2,029	+2,533	+2,899
-0,5	-2,686	-1,774	-0,808	+0,083	+0,857	+1,216	+1,491	+1,955	+2,399	+2,708
-0,6	-2,755	-1,800	-0,800	+0,099	+0,857	+1,200	+1,458	+1,880	+2,268	+2,525
-0,7	-2,824	-1,819	-0,790	+0,116	+0,857	+1,183	+1,423	+1,806	+2,141	+2,350
-0,8	-2,891	-1,839	-0,780	+0,132	+0,856	+1,166	+1,389	+1,733	+2,017	+2,184
-0,9	-2,957	-1,859	-0,770	+0,148	+0,854	+1,147	+1,353	+1,660	+1,899	+2,029
-1,0	-3,023	-1,877	-0,758	+0,164	+0,852	+1,128	+1,317	+1,588	+1,786	+1,884
-1,1	-3,087	-1,894	-0,745	+0,180	+0,848	+1,107	+1,280	+1,518	+1,678	+1,751
-1,2	-3,149	-1,910	-0,733	+0,195	+0,844	+1,086	+1,243	+1,449	+1,577	+1,628
-1,3	-3,211	-1,925	-0,719	+0,210	+0,838	+1,064	+1,206	+1,383	+1,482	+1,518
-1,4	-3,271	-1,938	-0,705	+0,225	+0,832	+1,041	+1,168	+1,318	+1,394	+1,418
-1,5	-3,330	-1,951	-0,691	+0,240	+0,825	+1,018	+1,131	+1,256	+1,313	+1,328
-1,6	-3,388	-1,962	-0,675	+0,254	+0,817	+0,994	+1,093	+1,197	+1,238	+1,247
-1,7	-3,444	-1,972	-0,660	+0,268	+0,808	+0,970	+1,056	+1,140	+1,170	+1,175
-1,8	-3,499	-1,981	-0,643	+0,282	+0,799	+0,945	+1,020	+1,087	+1,107	+1,111
-1,9	-3,553	-1,989	-0,627	+0,294	+0,788	+0,920	+0,984	+1,037	+1,051	+1,052
-2,0	-3,605	-1,996	-0,609	+0,307	+0,777	+0,895	+0,949	+0,990	+0,999	+1,000
-2,1	-3,656	-2,001	-0,592	+0,319	+0,765	+0,869	+0,915	+0,946	+0,952	+0,952
-2,2	-3,705	-2,006	-0,574	+0,330	+0,752	+0,844	+0,882	+0,905	+0,910	+0,909
-2,3	-3,753	-2,009	-0,555	+0,341	+0,739	+0,819	+0,850	+0,867	+0,869	+0,870
-2,4	-3,800	-2,011	-0,537	+0,351	+0,725	+0,795	+0,819	+0,832	+0,833	+0,833
-2,5	-3,845	-2,012	-0,518	+0,360	+0,711	+0,771	+0,790	+0,799	+0,800	+0,800
-2,6	-3,889	-2,013	-0,499	+0,369	+0,696	+0,747	+0,762	+0,769	+0,769	+0,769
-2,7	-3,932	-2,012	-0,479	+0,376	+0,681	+0,724	+0,736	+0,740	+0,741	+0,741
-2,8	-3,973	-2,010	-0,460	+0,384	+0,666	+0,702	+0,711	+0,714	+0,714	+0,714
-2,9	-4,013	-2,007	-0,440	+0,390	+0,651	+0,681	+0,686	+0,690	+0,690	+0,690
-3,0	-4,051	-2,003	-0,420	+0,400	+0,637	+0,660	+0,665	+0,667	+0,667	+0,667

Figura 4.11 Tabelas para os valores de  $k$ , considerando-se os coeficientes de desvio  $g$  positivos e negativos

( $x = X - X_m$ ); nas colunas (6) e (7) anotam-se os  $x$  elevados ao quadrado e ao cubo, somando-se em seguida os valores dessas colunas, completando a tabela.

Com esses dados pode-se definir o desvio-padrão  $s$  e o coeficiente de desvio  $g$ . O desvio-padrão dos logaritmos é

$$s = \sqrt{\frac{\sum x^2}{n-1}}$$

e o coeficiente de desvio

$$g = \frac{n \sum x^3}{(n-1)(n-2)s^3}$$

Para o cálculo dos valores  $\sum x^2$  e  $\sum x^3$  prepara-se uma tabela como mostra o exemplo da tabela da Fig. 4.10.

Das tabelas da Fig. 4.11, obtém-se, para o valor encontrado de  $g$ , o valor do coeficiente  $K$  para as diversas probabilidades. Então se calculam

$$1gQ = X_m + Ks$$

e

$$Q = \text{num } 1g(X_m + Ks).$$

O exemplo da tabela da Fig. 4.10 ilustra claramente o procedimento.

Note-se que se adota geralmente, para o dimensionamento dos órgãos de descarga, a enchente com probabilidade de 0,01% (decimilênar). Construções provisórias, como ensecadeiras, podem ser projetadas com menor segurança, correspondente ao tempo em que elas estarão funcionando, sendo, nesses casos, a probabilidade de 5 a 20%.

Para esses cálculos é muito importante tomar-se como base o ano hidrológico e não o ano civil. O ano hidrológico compreende um ciclo completo de cheia e de estiagem, começando no mês em que as descargas do rio geralmente estão subindo, depois de um período seco. Para a maioria dos rios da região Centro-Sul do país, o ano hidrológico compreende os meses de outubro a setembro, porque aí, geralmente no mês de outubro, começa a estação mais chuvosa; as descargas máximas acontecem nos meses de dezembro a março, e depois as descargas diminuem, chegando ao mínimo nos meses de agosto e setembro. Alguns rios no Sul do Estado de São Paulo e mais para o Sul, às vezes, têm uma enchente nos meses de junho a agosto. No Sul do país, onde o clima é mais temperado, a distribuição dos períodos secos e chuvosos durante o ano é menos regular e o ano hidrológico tem início alguns meses mais cedo que na região Centro-Sul.

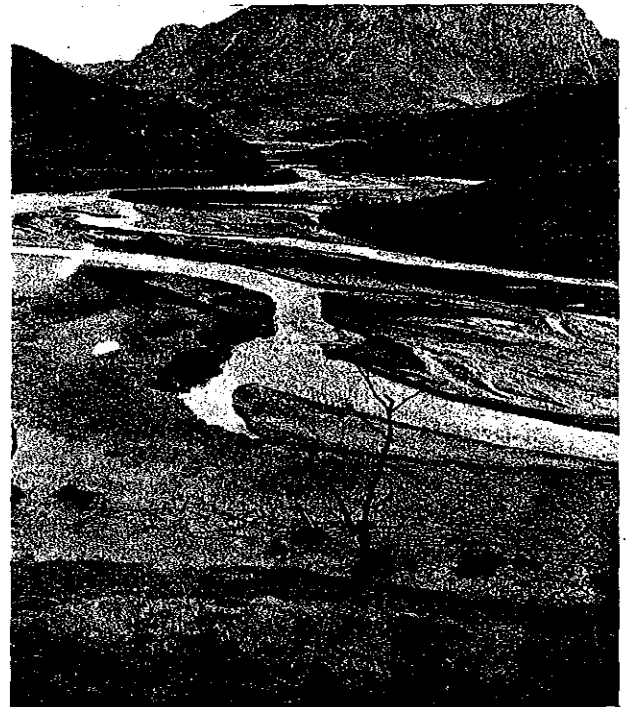
Utilizar as descargas máximas com base no ano civil pode resultar em erros substanciais. Uma onda de enchente, por exemplo, pode estender-se dos meses de dezembro a fevereiro, com a ponta no mês de janeiro. No ano civil parece, então, acontecer um máximo no mês de dezembro de um ano, e outro no mês de janeiro do ano seguinte, enquanto se trata de uma só onda de enchente com a ponta no mês de janeiro.

#### 4.2.4 AVALIAÇÃO DA SEDIMENTAÇÃO DOS SÓLIDOS

Todo rio carrega consigo materiais sólidos em forma de cascalho, areia e silte. Das cabeceiras dos pequenos

rios, nas montanhas, são levadas até pedras grandes durante as enchentes. A granulometria do material arrastado vai diminuindo de acordo com o afastamento das cabeceiras e a diminuição de declividade do rio.

A experiência mostra que areia grossa raramente é encontrada nos trechos médios e baixos dos rios do Brasil. Em geral, são encontrados apenas areia muito fina e silte. Depois da construção da barragem e da inundação da represa, os sólidos transportados pelos rios vão se depositando, primeiro o material mais grosso, junto às desembocaduras dos rios dentro do reservatório, levantando assim, o fundo do mesmo. Durante o rebaixamento do nível d'água da represa, os rios escavam novos leitos, nesses depósitos, que podem ser cobertos de vegetação e ser consolidados com o tempo (veja a Fig. 4.12). Desse modo, o depósito progride em direção à barragem. Os materiais mais finos, silte e argila, serão desde o início transportados para mais longe, sendo a velocidade de decantação muito pequena. Assim, o reservatório encher-se-á de material terroso, ficando diminuído assim o volume d'água armazenada. Por outro lado, o material decantado, em frente da barragem, pode exercer um empuxo sobre a construção.



**Figura 4.12** Novo leito de rio, escavado em depósitos, após o rebaixamento do nível d'água de uma represa

Deveria ser avaliado quanto tempo levaria até a inutilização do reservatório. Porém, para isso, são necessários dados exatos sobre o conteúdo médio de sólidos dentro da água do rio, que varia nos meses do ano e no decorrer dos anos, dependendo das condições climáticas e meteorológicas. Por essa razão, as pesquisas deveriam ser executadas sistematicamente, durante muitos anos. Até agora, são quase completamente inexistentes tais pesquisas nos rios do Brasil.

Para uma avaliação aproximada podem ser úteis os seguintes dados:

Barragem	Local	Anos	Volume inicial	Porcentagem sedimentada	Porcentagem anual
Keokuk	EUA	35	0,6 km <sup>3</sup>	35 %	1 %
Elephant Butt	"	32	3,25 km <sup>3</sup>	17 %	0,5 %
Roosevelt	"	38	1,9 km <sup>3</sup>	10 %	0,4 %
Hoover	"	20	40,0 km <sup>3</sup>	14 %	0,7 %
Ghrib	Argélia	20	0,28 km <sup>3</sup>	20 %	1 %
Qued Fodda	"	10	0,225 km <sup>3</sup>	30 %	3 %
Chewfas	Argélia	60	0,015 km <sup>3</sup>	60 %	1 %
Hamis	"	71	0,023 km <sup>3</sup>	56 %	0,8 %
Rsob	"	11	0,012 km <sup>3</sup>	65 %	6 %
Elmali	Turquia	60	0,0016 km <sup>3</sup>	12 %	0,2 %
Chambon	França	30	0,054 km <sup>3</sup>	6 %	0,2 %

Essas barragens citadas estão situadas, exceto a de Chambon na França, em regiões cujas condições morfológicas e climáticas se assemelham às do Brasil. Parece que os reservatórios com volume pequeno têm taxa anual de sedimentação mais alta. Os dados acima não indicam a relação entre o volume do reservatório e o deflúvio anual médio. Quando a relação é muito baixa, o que parece ser o caso nas barragens da Argélia, a carga afluyente de sólidos que depende do deflúvio é também grande em relação ao volume do reservatório, provocando sedimentação mais rápida.

Para uma barragem na Argélia, existem disponíveis os seguintes dados:

Volume do reservatório	225 · 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> ,
Deflúvio médio anual	85 · 10 m <sup>3</sup> ,
Material sólido transportado	8 % do deflúvio anual,
Diminuição do volume do reservatório por sedimentação	3 % ao ano.

Trata-se, portanto, de um reservatório para regularização pluri-anual. A porcentagem de diminuição do volume do reservatório deveria ser relativamente baixa. Porém verificou-se que o desmatamento de uma região dentro da bacia hidrográfica, com solos de pouca resistência contra erosão, está progredindo em ritmo progressivo.

O perigo de inutilização dos reservatórios por decantação do material sólido trazido pelos rios representa mais uma advertência contra a desnudação das terras pelo desmatamento e por construções.

## 4.3 ESTUDOS ENERGÉTICOS

### 4.3.1 GENERALIDADES

A viabilidade econômica de uma usina hidrelétrica depende, de um lado, das despesas anuais com juros e amortização do capital investido, custo da operação, manutenção e encargos administrativos (assuntos que serão tratados no Cap. 9) e, por outro lado, da renda proporcionada pela venda da energia. Nos capítulos seguintes, serão descritos os métodos aplicáveis para o cálculo da energia que pode ser produzida.

Sendo a energia o produto da descarga pela queda multiplicado pelo tempo em que os dois fatores estão

disponíveis, obtendo-se o trabalho, em kWh, produzido pela usina, deve-se estudar a interdependência destes três fatores. Os dados substanciais para essas pesquisas são fornecidos pelos estudos hidrológicos e o modo de ordenar esses dados depende do tipo da usina.

Deve-se ter como objetivo, para operação econômica de uma usina hidrelétrica, o aproveitamento máximo possível de toda a água afluyente. Porém as usinas a fio d'água, sem reservatório ou com pequeno reservatório, capaz somente de compensação diária ou semanal da descarga, aproveitam apenas a água que aflui no regime natural do rio, variável durante o ano e no decorrer dos anos. Nesse caso é de interesse saber, em porcentagem, quanto tempo durante o ano certa descarga estará provavelmente disponível ou ultrapassada, e concomitantemente a queda correspondente e a potência resultante dos dois fatores. Com essa finalidade, usam-se as curvas de duração da queda e do fator de rendimento das máquinas, método que será descrito no item 4.3.2.

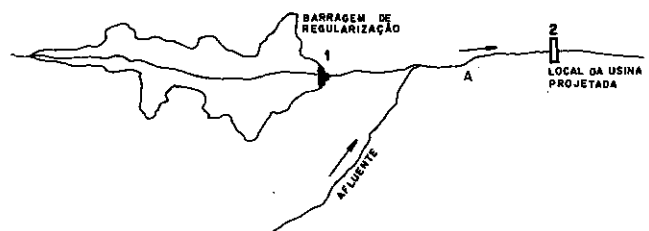


Figura 4.13 Descarga afluyente em um rio (A) entre uma barragem existente (1) e o local de uma usina projetada (2)

Note-se aqui que a descarga afluyente pode ser regularizada parcialmente por um reservatório situado a montante. Nesse caso o procedimento é este a seguir. Calcula-se a diferença entre as descargas naturais, antes de serem regularizadas, nos locais da barragem regularizadora e da usina projetada (Fig. 4.13):

$$\Delta Q = Q_2 \text{ nat} - Q_1 \text{ nat},$$

onde

$\Delta Q$  = descarga proveniente da bacia hidrográfica intermediária,

$Q_2 \text{ nat}$  = descarga natural no local da usina projetada,

$Q_1 \text{ nat}$  = descarga natural no local da barragem regularizadora.

Para os cálculos da regularização do deflúvio, usam-se geralmente as descargas médias mensais.

Adicionando-se à descarga regularizada, liberada pela barragem regularizadora, a descarga proveniente da bacia intermediária, obtemos

$$Q_2\text{reg} = Q_1\text{reg} + \Delta Q,$$

onde

$Q_2\text{reg}$  = descarga regularizadora no local da usina projetada

$Q_1\text{reg}$  = descarga regularizada, saindo da barragem regularizadora.

### 4.3.2 MÉTODO DAS CURVAS DE DURAÇÃO, APLICADO NAS USINAS A FIO D'ÁGUA

#### 4.3.2.1 Traçado das curvas

A amplitude total da variação das descargas médias diárias, verificada em cada ano, é dividida em intervalos consecutivos e decrescentes, sendo, para cada mês, assinalado o número de vezes, ou de dias, em que descargas ocorreram nesses intervalos; a acumulação sucessiva do número de ocorrência de descargas, iguais ou maiores que o limite inferior de cada intervalo, constitui a tábua de duração de descargas.

Pelo exame das tabelas das descargas médias diárias, assinala-se com pequenos traços, para cada

mês, as ocorrências nos diversos intervalos. Somando-se o número de ocorrências de cada intervalo, em todos os meses do ano, obtém-se a frequência anual de cada um deles, e, totalizando sucessivamente essas frequências, tem-se as durações da descarga do rio, iguais ou maiores ao limite inferior de cada intervalo. Em seguida somam-se as durações de cada intervalo de todos os anos do período considerado (pelo menos 20 anos, se for possível). Dividem-se as somas pela soma de todos os dias do período, obtendo-se assim a tábua de duração média do período, em porcentagens. Como esclarecimento apresentamos, na tabela da Fig. 4.14, o exemplo de um cálculo de durações relativo a um ano.

Plotando-se os resultados dos cálculos num papel milimetrado, onde as ordenadas representam as cotas fluviométricas e as abscissas o tempo (em porcentagem), traça-se, pelos pontos determinados, a curva de duração (Fig. 4.15). Usando-se a curva-chave estabelece-se a curva de duração das descargas.

Lembramos que a potência de uma usina é calculada por

$$P = 9,81 \cdot \eta \cdot QH \quad (\text{em kW}).$$

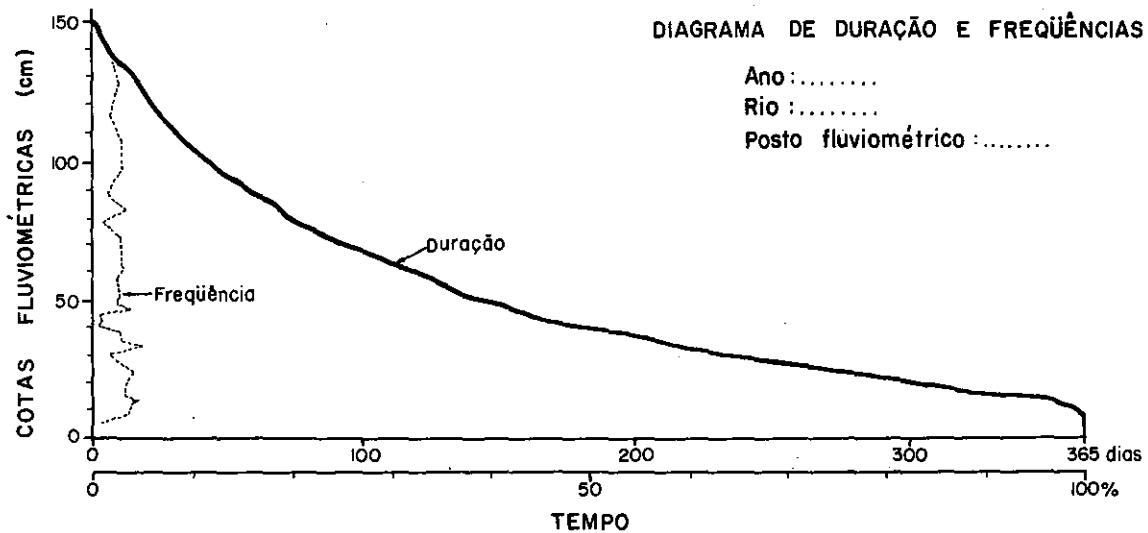
Então devem ser fixados a queda e o fator de rendimento correspondentes às várias vazões do rio.

A queda é representada pela diferença entre os níveis d'água, ou mais exatamente definido, pela soma da altura energética na entrada da espiral mais a distância desse ponto ao nível d'água na saída dos tubos de sucção das turbinas.

A altura energética nas espirais calcula-se deduzindo do nível d'água na barragem as perdas de carga

CÁLCULOS DE FREQUÊNCIA E DURAÇÃO															
RIO:	POSTO FLUVIOMÉTRICO:												ESTADO:	ANO:	
INTER.	JAN.	FEV.	MAR.	ABR.	MAI.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OUT.	NOV.	DEZ.	FREQ.	DUR.	%
>152													1	1	0,3
140-151		2	2										4	5	1,4
130-139		5	5										10	15	4,1
120-129		4	2										6	21	5,8
110-119		3	6	2									11	32	8,8
100-109		4	4	1	2								11	43	11,8
95-99		4	4	3									8	51	14,0
90-94				4									1	56	15,5
85-89		1	4	4	4								13	69	18,9
80-84													1	72	19,7
75-79				2	2	4							4	12	3,0
70-74		2		2		2							3	10	2,5
65-69				4	3	3							1	10	2,5
62-65				3	3	3							2	11	2,8
58-61				3	1	3							1	9	2,3
54-57				1	6								2	10	2,6
50-53				1	5	1							1	8	2,1
48-49		7			4	3							1	14	3,6
46-47						1								2	0,5
44-45														2	0,5
42-43														1	0,2
40-41						6								3	0,7
38-39						5								3	0,7
36-37														1	0,2
34-35							14							2	0,5
32-33							4							1	0,2
30-31							7		3					1	0,2
28-29							9							1	0,2
26-27							9							2	0,5
24-25							9							1	0,2
22-23							9	3						1	0,2
20-21							9	5						6	1,5
18-19							9	14						3	0,7
16-17							9	14						2	0,5
14-15							9	14						1	0,2
12-13							9	14						1	0,2
11										14				5	1,2
10										14				4	1,0
9										14				4	1,0
8										14				2	0,5
	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31		3	0,7

Figura 4.14 Exemplo de uma tabela para registro e cálculo de frequência e duração das descargas médias diárias relativas a um ano



**Figura 4.15** Diagrama de duração e frequência, obtido usando-se os valores indicados na tabela da Fig. 4.14

nos órgãos adutores, como canais ou túneis e condutos forçados. Nas usinas a fio d'água, procura-se manter o nível d'água na barragem na altura da crista das comportas do vertedouro, obtendo-se assim a queda mais alta sem desperdício de água. Porém, se o vertedouro é maciço, sem comportas, o nível d'água irá subir quando a descarga afluente exceder o engolimento das turbinas instaladas. A altura do transbordamento  $H$  calcula-se pela fórmula

$$Q' = c \cdot L \cdot H,$$

onde

$c$  = fator que depende da forma do vertedouro e varia entre 2,3 e 1,9,

$L$  = comprimento da crista do vertedouro,

$Q'$  = diferença entre a descarga afluente e o engolimento das turbinas.

Quando o vertedouro é munido de comportas, procura-se, também, manter o nível d'água normal abrindo-as na medida do crescimento das descargas afluentes. Somente quando as descargas, durante as enchentes máximas, ultrapassam a capacidade das comportas, o nível d'água na represa vai subir a uma altura que depende da capacidade de retenção d'água no reservatório. Num capítulo adiante será melhor esclarecido esse assunto.

As perdas de carga crescem com a descarga a ser conduzida pelos órgãos adutores e seu cálculo será tratado num dos capítulos seguintes.

O nível d'água a jusante das turbinas varia com a descarga no rio e pode ser deduzido da curva-chave. Caso a água que sai das turbinas não desemboque diretamente no leito, mas sim por um canal de fuga, as perdas de carga nesse canal devem ser levadas em consideração.

Geralmente o fator de rendimento total, composto pelo produto dos rendimentos da turbina e do gerador — em geral o transformador é considerado como pertencente ao sistema de transmissão — pode ser adotado como constante e igual a um valor médio. Em casos especiais, que exigem maior exatidão dos cálculos, deve

ser levada em consideração a variação dos rendimentos com a carga da unidade turbina-gerador, que deve ser indicada pelos fornecedores das máquinas, ou fixada, em primeira aproximação, com base em dados de máquinas semelhantes.

Na Fig. 4.16 encontram-se traçadas as curvas de duração acima descritas. Trata-se, nesse exemplo, de uma pequena usina com canal adutor, tubulação forçada e canal de fuga de certo comprimento. Na casa de força estão instaladas duas turbinas do tipo Francis, cada uma dimensionada para fornecer 2 100 kW, com queda líquida de 16 m, o que corresponde ao engolimento unitário de 16 m<sup>3</sup>/s.

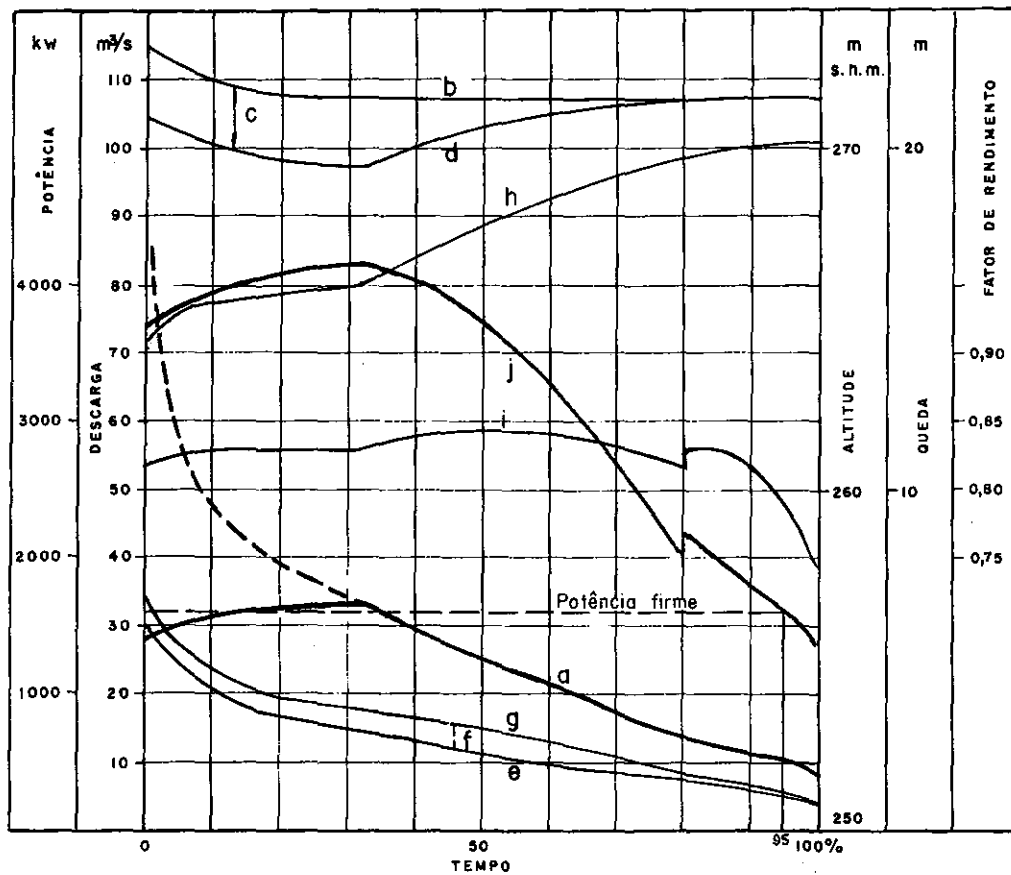
A curva das descargas é estabelecida pela maneira anteriormente descrita. Em 31% do tempo, a descarga afluente ultrapassa o engolimento das turbinas de 32 m<sup>3</sup>/s, sob queda de 16 m. A capacidade das turbinas é proporcional a  $H \cdot \sqrt{H}$ . Como a queda diminui com a descarga afluente, a curva da descarga nas turbinas tem a forma delineada na Fig. 4.16.

A curva  $b$  representa o nível d'água na represa; no caso presente, horizontal até vertical, em 31% do tempo, onde a descarga afluente supera a engolida pelas turbinas. Então eleva-se o nível d'água, escoando-se a sobra pelo vertedouro.

O valor  $c$  indica a perda de carga no canal adutor, perda esta que aumenta gradativamente com a descarga — pressuposto que a descarga afluente seja aproveitada pelas turbinas durante as 24 horas do dia — sem acumulação do deflúvio durante algumas horas na represa, aumentando a descarga e, conseqüentemente, a produção durante as horas restantes. O nível d'água na saída das turbinas determina-se analogamente. A linha  $e$  é a linha de duração das cotas fluviométricas e  $f$  a perda de carga no canal de fuga. A distância vertical entre as linhas  $d$  e  $g$  representa a queda líquida.

A curva dos rendimentos é reduzida das curvas, para turbinas de mesma velocidade específica (abordaremos mais detalhadamente esse assunto num capítulo posterior) e de tamanho físico semelhante. Nota-se que o rendimento das turbinas pequenas é mais baixo que o das turbinas grandes.





- a) Descarga Q  
 b) Nível d'água na barragem  
 c) Perda de carga nos órgãos adutores  
 d) Altura piezométrica nas turbinas  
 e) Nível d'água no rio  
 f) Perda de carga no canal de fuga  
 g) Nível d'água na saída das turbinas  
 h) Queda líquida  
 i) Fator de rendimento  
 j) Potência P

**Figura 4.16** Curvas de duração dos elementos acima indicados, com dedução da curva de rendimento

Como foi dito anteriormente, as turbinas do exemplo são indicadas como construídas para uma potência de 2 100 kW, sob queda de 16 m. Para 100% do tempo, a queda líquida é de 20,2 m, caindo para 19,7 m, em 80% do tempo. Para gerar uma potência de 2 100 kW, sob queda de 19,7 m, a turbina gasta

$$Q = \frac{P}{9,81 \cdot \eta \cdot H} = \frac{2\,100}{9,81 \cdot 0,825 \cdot 19,7} = 13 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Isso significa que, em 80% do tempo, o gerador da primeira turbina já alcançou sua potência máxima, e, para se aproveitarem as descargas maiores, a segunda unidade deve ser colocada em operação. As duas turbinas nesse momento trabalharão com carga parcial e conseqüentemente com rendimento menor. Por esse motivo aparece, nesse ponto, uma mudança brusca na curva de rendimentos.

Com base nas curvas da queda, da descarga e do fator de rendimento, pode ser traçada a curva da potência segundo a fórmula

$$P = 9,81 \cdot \eta \cdot QH \quad (\text{em kW}).$$

A área limitada pela curva de duração da potência representa a produção média anual em kWh.

#### 4.3.2.2 Considerações gerais

As curvas de duração, traçadas da maneira acima explicada, representam a média do período estudado, e a porcentagem do tempo representa aproximadamente a probabilidade de ocorrência, mas não indica nada sobre o prazo desta dentro do período. Dependendo da pluviosidade, as curvas traçadas separadas para cada ano estão situadas acima ou abaixo das curvas médias. A produção possível de energia varia conseqüentemente de ano para ano.

Teoricamente, a potência com 100% de probabilidade é firme ou constante, porém, na prática, a potência com 95% de probabilidade é considerada como constante. A produção gerada por potências maiores que a firme é ocasional; depende das condições da rede elétrica à qual a usina está ligada e se essa produção pode ser aproveitada, pelo menos parcialmente, por intercâmbio com outras usinas. Se, por exemplo, o sistema é suprido por usinas termelétricas, além das hidrelétricas, essa produção inconstante, às vezes, pode ser aproveitada para economizar combustível nas termelétricas.

Cota	Área $10^6 \text{ m}^2$	Área média $10^6 \text{ m}^2$	Altura m	Volume	
				parcial $10^6 \text{ m}^3$	acumulado $10^6 \text{ m}^3$
280	0	1,29	5	6,45	0
285	2,58	12,52	5	62,60	6,45
290	22,46	37,47	5	197,35	69,05
295	52,48	75,55	5	397,75	256,40
300	98,62	119,53	5	597,65	634,15
305	140,43	162,71	5	813,55	1 231,80
310	185,00	214,12	5	1 070,60	2 045,35
315	243,24	271,71	5	1 358,55	3 115,95
320	300,18	341,76	5	1 708,80	4 474,50
325	383,35	431,65	5	2 158,25	6 183,30
330	479,95	534,91	5	2 674,55	8 341,55
335	589,86		5		11 016,10

**Figura 4.17** Exemplo de tabela para registro e cálculo das áreas e volumes de uma represa em função do nível d'água

Como já foi explicado no Cap. 2, o consumo de energia — desprezado seu crescimento gradativo — é muito uniforme durante o ano e no decorrer dos anos. Conseqüentemente a produção deve ser também constante, o que pode ser garantido apenas pela energia produzida pela potência firme das usinas hidrelétricas.

Em países cuja produção de energia se baseia principalmente nas usinas termelétricas, a produção inconstante e ocasional das usinas hidrelétricas a fio d'água pode ser facilmente aproveitada, reduzindo temporariamente a produção termelétrica e economizando, assim, o custo do combustível. O preço dessa energia conseqüentemente é muito baixo.

No Brasil acontece o contrário: 80% da energia é produzida em usinas hidrelétricas e energia inconstante dificilmente pode ser aproveitada. Portanto todo estudo do aproveitamento de um rio deve visar a possibilidade de regularização do deflúvio para aumentar a potência firme.

A potência firme de usinas a fio d'água, em rios sem nenhuma regularização, representa uma parte muito pequena da produção total possível. Por esse motivo, é aproveitado o potencial energético desses rios apenas parcialmente, o que é geralmente uma solução anti-econômica.

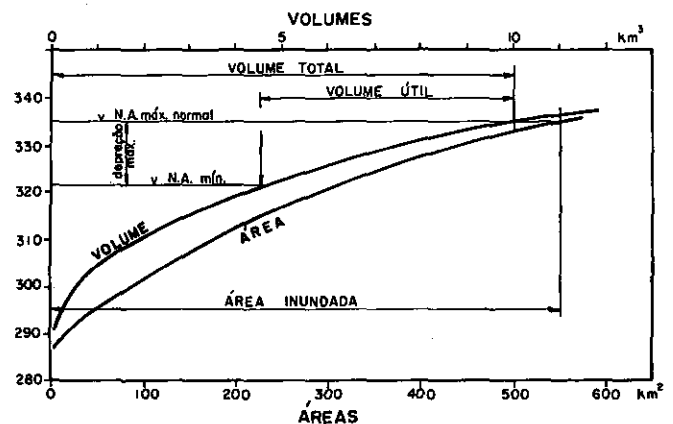
### 4.3.3 MÉTODO DAS DESCARGAS TOTALIZADAS, APLICADO NAS USINAS COM GRANDE RESERVATÓRIO REGULARIZADOR

#### 4.3.3.1 Generalidades

Nos próximos capítulos muitas vezes serão usados os termos volume total, volume útil duma represa e de área inundada, assim parece oportuno explicar mais detalhadamente esse assunto.

Para se estabelecerem as curvas das áreas e dos volumes da represa em função do nível d'água, procede-se da seguinte maneira: são planimetradas as áreas

contidas pelas curvas de nível (em geral é suficientemente exato usar as curvas de nível de 5 em 5 m); multiplica-se a média de duas áreas vizinhas pela distância altimétrica das duas, resultando o volume da camada; somando-se esses volumes de baixo para cima, obtém-se o volume total, como mostram a tabela da Fig. 4.17 e a Fig. 4.18.



**Figura 4.18** Curvas obtidas para os valores das áreas e volumes de uma represa, de acordo com os dados indicados na tabela da Fig. 4.17

Os termos freqüentemente usados são definidos como segue:

*NA máx. norm.* = nível d'água máximo de operação normal da represa,

*NA máx. exc.* = nível d'água que pode ser atingido excepcionalmente durante o escoamento da enchente máxima,

*NA mín.* = nível d'água mínimo que pode ser atingido na operação normal da usina,

*NA mín. adm.* = nível d'água mínimo que permite ainda o funcionamento regular das turbinas,

*Depleção* = diferença altimétrica entre o nível d'água máximo normal e o nível d'água medido,

*Depleção máx.* = diferença entre o nível d'água normal e o nível mínimo,

Volume total = volume d'água da represa cheia até o nível d'água máximo normal,

Volume útil = volume contido entre o nível d'água máximo normal e o nível d'água mínimo.

A diferença entre o volume d'água total e o volume d'água útil, às vezes, é chamado de volume morto.

#### 4.3.3.2 Curva das descargas totalizadas

Somando-se todas as descargas médias diárias de um mês e multiplicando a soma pelo número dos segundos do dia (86 400), obtém-se o deflúvio mensal. Totalizando-se os deflúvios mensais de um ano chega-se ao deflúvio anual, e a soma dos deflúvios anuais dá o deflúvio de um período. Plotando-se as somas dos deflúvios mensais num papel milimetrado, obtém-se uma curva ondulada com tendência ascendente.

Essa apresentação é inconveniente para o desenho e o manejo subsequente. Por isso, é preferível totalizar a diferença entre as descargas médias diárias e a descarga média do período que se calcula, dividindo o deflúvio total do período pelo número dos segundos desse período.

Na prática simplifica-se o procedimento. Nas tabelas das descargas médias diárias encontra-se, geralmente, já indicadas, as médias mensais  $q_m$ , que serão anotadas numa tabela na forma da tabela da Fig. 4.19. Na segunda linha está indicada a descarga média do período  $Q_m$ , na terceira e quarta, a diferença  $q_m - Q_m$ , positiva ou negativa, e na linha seguinte, as diferenças totalizadas. Até aqui a dimensão dos números é em metros cúbicos por segundo que, para serem transformados em volumes com a dimensão em  $m^3$ , devem ser multiplicados pelo número de segundos do mês. Para maior facilidade aplica-se o valor médio: o ano com

Ano: 1942	Jan.	Fev.	Mar.	Abr.	Mai.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Out.	Nov.	Dez.	
$q_m$	817,2	1814,7	1059,6	1096,9	803,8	1062,5	1156,9	720,9	679,2	686,9	501,3	573,3	
$Q_m$	798,5	798,5	798,5	798,5	798,5	798,5	798,5	798,5	798,5	798,5	798,5	798,5	
$\Delta$	+	18,7	1016,2	261,1	298,4	5,3	264,0	358,4					
	—								77,6	119,3	111,6	297,2	261,2
$\Sigma\Delta$	-2082,1*	-2063,4	-1047,2	-786,1	-487,7	-482,4	-218,4	+140,0	+62,4	-56,9	-168,5	-465,7	-726,9
$2,628\Sigma$		-5423	-2752	-2066	-1282	-1268	-574	+368	+164	-150	-443	-1224	-1910
Ano: 1943	Jan.	Fev.	Mar.	Abr.	Mai.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Out.	Nov.	Dez.	
$q_m$	625,9	778,4	702,8	520,4	469,0	529,3	482,7	451,1	547,9	911,4	778,4	608,4	
$Q_m$	798,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	798,5	
$\Delta$	+										112,9		
	—	172,6	20,1	95,7	278,1	329,5	269,2	315,8	347,4	250,6		20,1	190,1
$\Sigma\Delta$	-726,9	-899,4	-919,5	-1015,2	-1293,3	-1622,8	-1892,0	-2207,8	-2555,2	-2805,8	-2692,9	-2713,0	-2903,1
$2,628\Sigma$		-2364	-2416	-2668	-3399	-4265	-4972	-5802	-6715	-7374	-7077	-7130	-7629
Ano: 1944	Jan.	Fev.	Mar.	Abr.	Mai.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Out.	Nov.	Dez.	
$q_m$	903,4	659,0	1096,8	639,2	507,0	466,3	442,5	422,0	429,4	410,4	496,9	454,6	
$Q_m$	798,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	798,5	
$\Delta$	+	104,9		298,3									
	—		141,5		159,3	291,5	332,2	356,0	376,5	369,1	388,1	301,6	343,9
$\Sigma\Delta$	-2903,0	-2798,1	-2939,6	-2641,3	-2800,6	-3092,1	-3424,3	-3780,3	-4156,8	-4525,9	-4914,0	-5215,6	-5559,5
$2,628\Sigma$		-7353	-7725	-6941	-7360	-8126	-8999	-9935	-10924	-11894	-12914	-13707	-14610
Ano: 1945	Jan.	Fev.	Mar.	Abr.	Mai.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Out.	Nov.	Dez.	
$q_m$	423,5	932,4	1166,4	517,0	472,3	755,8	1110,1	559,2	480,9	503,3	503,8	465,0	
$Q_m$	798,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	798,5	
$\Delta$	+		133,9	367,9			311,6						
	—	-375,0			281,5	326,2	42,7		239,3	317,6	295,2	295,2	333,5
$\Sigma\Delta$	-5559,5	-5934,5	-5800,6	-5432,7	-5714,2	-6040,4	-6083,1	-5571,5	-6010,7	-6328,4	-6623,6	-6918,8	-7252,3
$2,628\Sigma$		-15596	-15244	-14277	-15017	-15874	-15986	-14642	-15796	-16633	-17407	-18182	-19059

\*Última soma do ano de 1941

$q_m$  = descarga média mensal

$Q_m$  = descarga média do período

Figura 4.19 Exemplo de tabela preparada para registro e cálculo das descargas médias mensais e do período

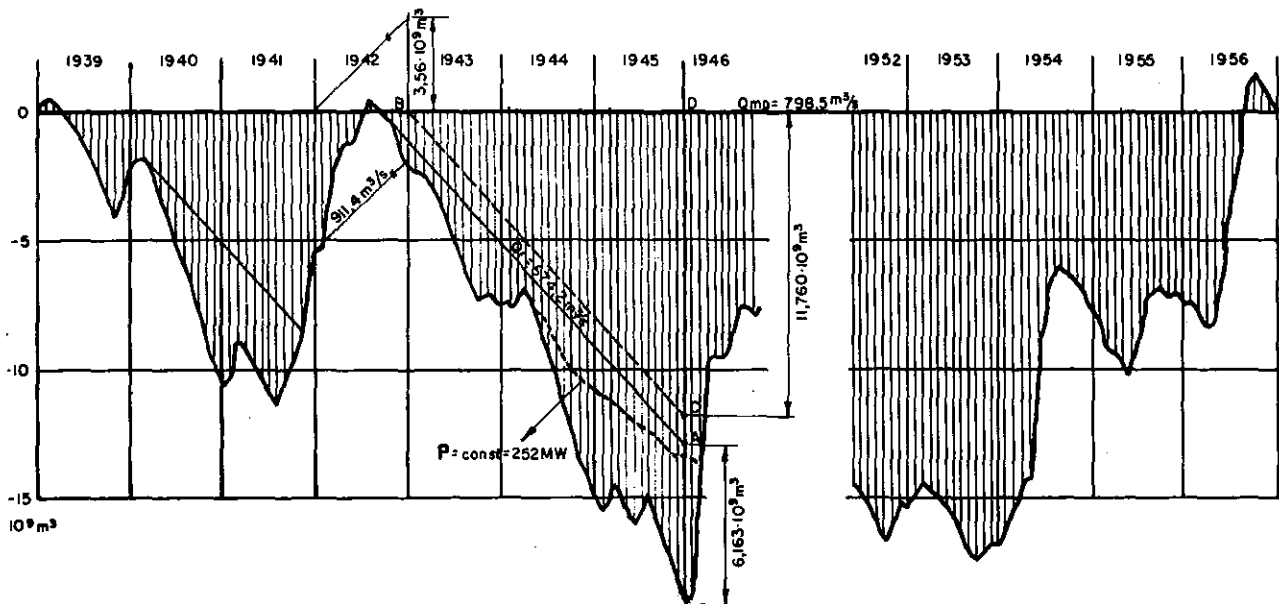


Figura 4.20 Curva de descargas médias — indicação gráfica de uma descarga média anual

365 dias, desprezando o dia intercalar dos anos bissextos, tem  $31,536 \cdot 10^6$  segundos, o que, dividido por 12, dá  $2,628 \cdot 10^6$  segundos por mês.

É óbvio que a curva das diferenças totalizadas começa em zero e deve terminar no fim do período também em zero, salvo pequenas diferenças devido à imprecisão dos cálculos. A inclinação de cada trecho corresponde a uma descarga, ou melhor dito, à diferença em relação à descarga média do período. Uma reta ascendente significa descarga maior do que a descarga média e vice-versa.

Toda reta que liga os pontos da linha das diferenças totalizadas no começo e no fim de um ano indica a diferença entre a descarga média do ano e a descarga média do período. Para determinar o valor numérico da descarga, divide-se a diferença dos valores dos volumes acumulados no começo e ao fim de um ano pelo número dos segundos do ano. Na Fig. 4.20 está indicada, como exemplo, a descarga média, de um certo rio, no ano de 1942. A diferença entre os volumes no começo e no fim do ano é de  $3,56 \cdot 10^9 \text{ m}^3$ , como mostra a paralela traçada acima da horizontal. A descarga média do período importa em  $798,5 \text{ m}^3/\text{s}$ . Então a descarga média do ano de 1942 é

$$\frac{3,56 \cdot 10^9}{31,536 \cdot 10^6} + 798,5 = 911,4 \text{ m}^3/\text{s}$$

(a reta é ascendente).

### 4.3.3.3 Utilização da curva das diferenças totalizadas para os estudos energéticos

#### 4.3.3.3.1 REGULARIZAÇÃO PARA DESCARGA CONSTANTE

Como foi mencionado no item 4.3.1, a curva das diferenças totalizadas será traçada para usinas com

grande reservatório capaz de regularizar eficazmente o deflúvio do rio.

Com o fim de se verificar a descarga regularizada a ser conseguida, o volume útil é marcado a partir do ponto mais baixo da curva das descargas afluentes totalizadas. Liga-se esse ponto por uma reta ao ponto mais alto da curva das descargas totalizadas. A inclinação dessa reta indica a descarga regularizada.

A Fig. 4.20 serve de exemplo: o volume útil da represa, com  $6,163 \cdot 10^9 \text{ m}^3$ , será marcado a partir do ponto mais baixo da linha das descargas totalizadas, que corresponde ao fim do mês de dezembro de 1945. Pelo ponto A assim obtido, traça-se a tangente que toca a linha das descargas totalizadas no fim do mês de agosto de 1942. O período de regularização importa, então, em 42 meses, durante os quais a represa não atingirá o nível d'água normal.

Para o cálculo numérico da descarga regularizada neste exemplo, traça-se, a partir do ponto B, a paralela à tangente que corta, depois de três anos, a vertical do fim do ano de 1945, no ponto C. A distância entre os pontos C e D indica o volume de  $11,760 \cdot 10^9 \text{ m}^3$ , que dividido pelo número dos segundos dos três anos dá a diferença entre a descarga média e a regularizada (a diferença é negativa porque a tangente é descendente):

$$\frac{11\,760 \cdot 10^6}{2,628 \cdot 10^6 \cdot 36} = 124,3 \text{ m}^3/\text{s}.$$

A descarga regularizada é

$$798,5 - 124,3 = 674,2 \text{ m}^3/\text{s}.$$

igual a cerca de 85% da descarga média.

Chega-se ao mesmo resultado com base nos números da tabela da Fig. 4.19. O volume acumulado no fim do mês de agosto de 1942 é  $+164 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ , e, no fim de dezembro de 1945,  $-19\,059 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ . Da diferença de  $19\,223 \cdot 10^6 \text{ m}^3$  deve ser subtraído o volume útil de  $6\,163 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ ,

$$19\,223 \cdot 10^6 - 6\,163 \cdot 10^6 = 13\,060 \cdot 10^6 \text{ m}^3.$$

Esse resultado, dividido pelos segundos dos 40 meses, dá

$$\frac{13\,060 \cdot 10^6}{2,628 \cdot 10^6 \cdot 40} = 124,3 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{de diferença.}$$

A Fig. 4.20 mostra que, no fim do mês de janeiro de 1945, a distância entre as curvas das descargas afluentes e das regularizadas é quase igual à no fim de dezembro do mesmo ano. Para controle, efetua-se o cálculo numérico. Do final de agosto de 1942 ao final de janeiro de 1945, são 29 meses. Das tabelas tiram-se os valores das descargas totalizadas correspondentes a +164 e -15 596. A diferença é  $15\,760 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ . O volume correspondente à diferença entre a descarga média e a descarga regularizada é

$$124,3 \cdot 29 \cdot 2,628 = 9\,473 \cdot 10^6 \text{ m}^3.$$

O volume necessário para a regularização importa, então, em

$$15\,760 - 9\,473 = 6\,287 \cdot 10^6 \text{ m}^3,$$

que é maior do que o volume útil disponível. A descarga regularizada deverá, então, ser menor.

Esse exemplo mostra a utilidade de se fazer o controle numérico.

Evidentemente o procedimento numérico é mais rápido e mais exato. Porém aconselha-se, em todos os casos, desenhar-se a curva das diferenças totalizadas, que visualiza melhor o regime do rio e cuja elaboração dá pouco trabalho. Com base nessa curva, escolhe-se com facilidade o período mais desfavorável, e, traçadas as paralelas à linha da descarga regularizada em outros períodos, verifica-se se a escolha preliminar está certa.

No caso em que a descarga regularizada seja pré-fixada e o volume útil necessário deva ser verificado, o procedimento é inverso.

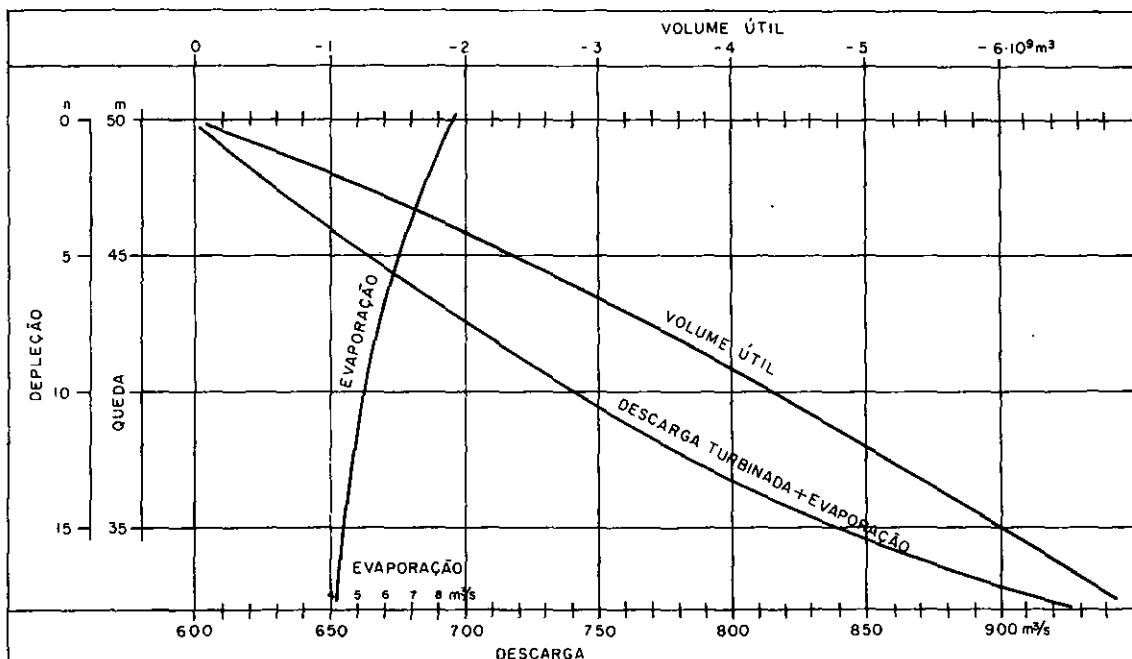
#### 4.3.3.2 REGULARIZAÇÃO PARA POTÊNCIA CONSTANTE

O procedimento descrito no item anterior pressupõe que a descarga engolida pelas turbinas permanece constante. Porém, quanto maior a diferença entre a descarga afluenta ao reservatório e a engolida pelas turbinas, tanto mais baixará o nível d'água na represa. Conseqüentemente será reduzida a queda disponível e, concomitantemente, a potência. Entretanto a demanda de energia elétrica exige uma produção constante e, assim, com a diminuição da queda deverá ser aumentada a descarga, para que permaneçam constantes a potência e a rotação. Obviamente o aumento necessário para essa finalidade é tanto maior quanto maior é a depleção máxima do reservatório em relação à queda normal.

Para esses cálculos foi desenvolvido um método gráfico, como porém o traçado da curva das diferenças totalizadas se compõe de diversos trechos curtos com inclinação que difere muito pouco de um para o outro, os erros inevitáveis podem somar-se, de modo que o resultado das pesquisas pode levar a um erro grande. Aconselha-se pois efetuar os cálculos em forma de tabela como é explicado a seguir.

Prepara-se um gráfico contendo a curva do volume da represa em função da depleção e a curva da descarga pelas turbinas, necessária pela geração da potência constante desejada, em função da queda disponível, adicionada das perdas por evaporação, como mostra a Fig. 4.21.

Em reservatórios grandes, com extensa área inundada, a evaporação tem uma influência sobre o regime do rio que não pode ser desprezada. O deflúvio que escoa de uma certa área é a diferença entre as precipitações e as perdas por evaporação, infiltração, etc. Depois do represamento, o terreno natural é substituído



**Figura 4.21** Curva dos volumes obtidos pelos valores indicados na tabela da Fig. 4.22, mostrando a evaporação e a redução da queda, assim como o valor da descarga correspondente a ser retirada do reservatório no mês seguinte

pela superfície do reservatório. Como se sabe, a evaporação da superfície de um lago é bastante maior que a do terreno natural correspondente e a diferença é a evaporação adicional, que representa verdadeira perda na descarga disponível.

A evaporação é influenciada, entre outros motivos, pela insolação, pela umidade do ar e pelos ventos. Todos esses fatores variam durante os meses do ano e de um ano para o outro. Além disso, no Brasil, faltam publicações sobre a evaporação na superfície dos lagos. Tendo em mente esse problema e o que foi dito na Sec. 4.1 sobre a exatidão dos cálculos, recomenda-se avaliar a evaporação adicional, baseando-se nos dados disponíveis sobre as precipitações e o deflúvio em mm/ano, e adotar essa média constante em todos os meses do período, variando o valor apenas em relação à área inundada. A perda por evaporação adicional, em  $m^3/s$ , calcula-se pela seguinte fórmula:

$$Q_e = \frac{e \cdot A \cdot 10^6}{31,536 \cdot 10^6},$$

onde

$Q_e$  = perda por evaporação,

$e$  = evaporação adicional avaliada em mm/ano,

$A$  = área inundada, em  $km^2$ , correspondente à depleção observada.

A curva das descargas é dada pela fórmula

$$Q_d = \frac{P}{9,81 \cdot \eta \cdot H} + Q_e.$$

onde  $P$  significa a potência constante.

A tabela da Fig. 4.22 serve de exemplo para a realização dos estudos que serão feitos para os anos mais desfavoráveis escolhidos, utilizando-se as curvas das descargas afluentes totalizadas. Durante os meses, com descarga afluyente  $Q_a$  maior que a descarga  $Q_d$ , o reservatório fica cheio, a queda é igual à máxima (no exemplo, 50,0 m) e a descarga é 599,1  $m^3/s$ , que corresponde a uma potência  $P$  igual a 252 MW.

Com certa aproximação à realidade, supõe-se que a descarga  $Q_d$  será retirada do reservatório, durante todo o mês seguinte, e a diferença entre ela e a descarga afluyente  $Q_a$ , multiplicada pelos  $2,628 \cdot 10^6$  segundos do mês, diminuirá o volume armazenado. A curva dos volumes do gráfico da Fig. 4.21 indica a queda reduzida e, da curva das descargas, deduz-se a descarga que corresponde a essa queda e que deve ser retirada do reservatório no mês seguinte.

Pré-fixado, no começo desse processo, o volume útil disponível, deve ser avaliada a potência  $P$  e com esta serão executados os cálculos, até chegar-se ao volume máximo a ser retirado do reservatório. Caso esse valor não coincida com o volume pré-fixado, o cálculo será repetido com outro valor da potência  $P$ .

A regularização do deflúvio por um grande reservatório beneficia todas as usinas sem reservatório situadas a jusante, e nesse caso é importante que o conjunto de todas essas usinas forneça uma potência firme. Quando o remanso da primeira usina de jusante chega até o pé da barragem de regularização, quando

Ano	Mês	$Q_a$	$Q_d$	$\Delta Q$	$\Sigma \Delta Q$	$2,628 \Sigma$	$H$	$Q_d$
1944	Jan.	903,4		—			50,0	
	Fev.	659,0		—			50,0	
	Mar.	1 096,8		—			50,0	
	Abr.	639,2		—			50,0	599,1
	Mai.	507,0	599,1	-72,1	-72,1	-190	49,70	603,2
	Jun.	466,3	603,2	-136,9	-269,0	-550	49,00	610,0
	Jul.	442,5	610,0	-167,5	-376,5	-990	47,95	622,8
	Ago.	422,0	622,8	-200,8	-577,3	-1 520	46,95	635,5
	Set.	429,4	635,5	-206,1	-783,4	-2 070	45,70	652,2
	Out.	410,4	652,2	-241,8	-1 025,2	-2 700	44,35	672,0
	Nov.	496,9	672,0	-175,1	-1 200,3	-3 170	43,65	682,5
	Dez.	454,6	682,5	-227,9	-1 428,2	-3 750	41,75	713,2
1945	Jan.	423,5	713,2	-289,7	-1 717,9	-4 500	39,65	749,5
	Fev.	932,4	749,5	+182,9	-1 535,0	-4 040	44,00	725,5
	Mar.	1 166,4	725,5	+440,9	-1 094,1	-2 870	43,95	677,5
	Abr.	517,0	677,5	-160,5	-1 254,6	-3 300	42,85	695,0
	Mai.	472,3	695,0	-222,7	-1 477,3	-3 880	41,40	719,0
	Jun.	755,8	719,0	+36,8	-1 440,5	-3 810	41,50	718,2
	Jul.	1 110,1	718,2	+391,8	-1 048,6	-2 760	44,20	674,5
	Ago.	559,2	674,5	-135,3	-1 183,9	-3 110	43,65	682,5
	Set.	480,9	682,5	-201,6	-1 385,5	-3 650	42,00	709,0
	Out.	503,3	709,0	-205,7	-1 591,2	-4 200	40,50	736,0
	Nov.	503,8	736,0	-232,2	-1 823,4	-4 800	38,72	769,5
	Dez.	465,0	769,5	-304,5	-2 127,9	-5 720	35,65	832,5

Figura 4.22 Exemplo de tabela referente aos anos escolhidos para o cálculo de potência constante, utilizando-se as curvas das descargas afluentes totalizadas

o volume útil da represa dessa usina não é suficientemente grande para a regularização própria e quando não há afluentes intermediários de vulto entre as duas barragens, as descargas afluentes às turbinas da segunda usina correspondem àquelas liberadas pela usina de montante. Temos um exemplo, desse tipo, nas usinas de Jurumirim e Piraju, no Rio Paranapanema (veja a Fig. 2.6). O cálculo corresponde, então, ao procedimento acima descrito, considerando-se as duas usinas como um conjunto, com queda total igual à soma de suas quedas, sendo variável a da usina de montante e praticamente constante a da usina de jusante.

A operação das duas usinas, porém, será diferente quando a distância entre elas for maior e existirem afluentes intermediários de vulto. Nesse caso, as duas usinas deverão ser operadas de modo que a potência gerada no conjunto seja constante, podendo variar a distribuição da carga entre elas. De qualquer modo, a descarga afluente à usina de jusante deve ser aproveitada ao máximo possível, com a finalidade de se reduzir a retirada de água do reservatório ou possibilitar seu rápido reenchimento. O problema consiste, então, na definição da descarga a ser turbinada na usina de regularização, necessária para a geração da potência firme do conjunto.

A potência do conjunto é definida pela equação  $P = 9,81 \eta \{ (Q_{n1} - q_e + \Delta Q) H_1 + (Q_{n2} - q_e + \Delta Q) H_2 \}$ ,

onde

- $\eta$  = fator de rendimento das unidades geradoras,
- 9,81 = aceleração da gravidade,
- $Q_{n1}$  = descarga natural, não-regularizada, afluente ao reservatório da usina de montante,
- $q_e$  = evaporação adicional,
- $\Delta Q$  = descarga que deve ser retirada do reservatório, para completar as descargas naturais da usina de montante e da de jusante, garantindo a potência firme do conjunto,
- $H_1$  = queda existente, variável com a depleção no reservatório da usina de montante,
- $Q_{n2}$  = descarga natural afluente à usina de jusante,
- $H_2$  = queda constante da usina de jusante, desprezando-se as pequenas oscilações correspondentes à variação da descarga.

O fator de rendimento das unidades geradoras varia, também, com a carga. Porém, para se simplificarem os cálculos, adota-se um fator médio que, no exemplo seguinte, é fixado em 0,85, de modo que  $9,81 \eta = 8,35$ .

Da equação da potência pode ser deduzida:

$$\Delta Q = \frac{P/8,35 - (Q_{n1} - q_e)H_1 - (Q_{n2} - q_e)H_2}{H_1 + H_2}$$

$$P_{tot} = 210 \text{ MW}; \quad H_2 = 19,0; \quad \max Q_{n2} = 1323 \text{ m}^3/\text{s}; \quad 8,35H_2 = 158,65; \quad \frac{P_{tot}}{8,35} = 25150; \quad \Delta Q = \frac{25150 - (Q_m - q_e)H_1 - (Q_{n2} - q_e) \cdot 19}{H_1 + 19}$$

Ano e mês	$Q_{n1}$	$Q_{n1} - q_e$	$(Q_{n1} - q_e)H_1$	$Q_{n2}$	$Q_{n2} - q_e$	$(Q_{n2} - q_e)H_2$	$\frac{P}{8,35} - [6] - [7]$	$H_1 + H_2$	$\Delta Q = \frac{[8]}{[9]}$	$\Sigma \Delta Q$	$\Sigma \Delta V = 2,628 \Sigma \Delta Q$	$H_1$	$q_e$	$Q_{n1} = [3] + [10]$	$P_1 = 8,35 [15] \cdot [13]$	$Q_{n2} = Q + [10]$	$P_2 = 8,35 \cdot [17] \cdot H_2$	$P_{tot}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
<b>1954</b>																		
1	233	222		1620	1609			84,00				65,00	11	222	120	1609	255	375
2	210	208	20800	673	662	12600		84,00	0			65,00	11	208	113	662	105	258
3	188	177	11500	505	494	9200	4450	84,00	53	53	-140	65,00	11	230	125	547	85	210
4	267	256		790	779			84,00	-53	0	0	64,75	11	203	109	726	115	224
5	157	146	9500	473	462	8760	68,90	84,00	82	82	220	65,00	11	228	124	544	86	210
6	140	129	8410	406	395	7500	42,50	83,55	111	193	505	64,55	11	240	130	506	80	210
7	112	101	6429	364	353	6707	11964	83,15	144	329	860	64,15	11	245	131	497	79	210
8	92	82	5215	326	316	6004	13931	82,80	168	497	1290	63,60	10	250	133	484	77	210
9	87	77	4843	307	297	5643	14664	81,90	179	676	1750	62,90	10	256	134	476	76	210
10	173	104	6458	326	317	6023	12669	81,10	156	832	2300	62,10	9	260	135	473	75	210
11	157	148	9035	492	483	9177	6938	81,05	87	919	2400	61,05	9	235	120	569	90	210
12	211	202	12302	634	625	11875	973	79,90	12	931	2430	60,90	9	214	109	637	101	210
<b>1955</b>																		
1	326	317	19274	1200	1191	22629	-16753	79,80	-209	722	1897	60,80	9	108	55	982	155	210
2	257	248	15326	596	597	11153	-1329	80,86	-17	705	1853	61,80	9	231	120	570	90	210
3	182	173	10707	570	561	10659	3784	80,85	47	752	1976	61,85	9	220	113	608	97	210
4	135	126	7818	584	575	10125	6407	84,65	79	831	2184	61,65	9	205	106	654	104	210
5	106	97	5975	363	354	6726	12449	80,25	155	986	2591	61,25	9	252	129	509	81	210
6	95	86	5211	350	341	6479	13459	79,60	169	1155	3035	60,60	9	255	129	510	81	210
7	84	76	4545	282	274	5206	15399	78,80	195	1350	3598	59,80	8	271	135	469	75	210
8	79	71	4182	258	250	4750	16210	77,90	208	1558	4094	58,90	8	279	137	458	73	210
												57,75	8					

Figura 4.23 Tabela indicando os valores dos cálculos para obtenção de potência total pré-fixada

O cálculo é executado como mostra a tabela da Fig. 4.23. Prepara-se primeiro um gráfico do volume do reservatório e da evaporação adicional relacionados à queda disponível, como foi descrito anteriormente. Nas colunas de (2) a (10) da tabela, calcula-se a descarga ( $\Delta Q$ ) que deve ser retirada do reservatório e adicionada às descargas naturais afluentes às duas usinas, para possibilitar que  $\Delta Q$  indique a descarga que pode ser retida no reservatório, para reenchê-lo. Na coluna (11) é indicada a soma das descargas retiradas, em  $m^3/s$ , que, na coluna (12), é transformada em  $m^3$ , como foi definido no início deste capítulo. A curva dos volumes, no gráfico, indica a queda correspondente ao volume retirado do reservatório e a curva de evaporação indica o valor correspondente. Esses dois valores determinam os cálculos para o mês seguinte. Nas colunas (15) a (18) definem-se as potências das duas usinas, que somadas devem resultar na potência total pré-fixada.

Quando a diferença entre a descarga natural  $Q_{n2}$  e a descarga  $Q_{n1}$  é igual ou maior que a descarga necessária para a geração da potência firme na usina de jusante, as turbinas da usina de montante podem ficar paradas e toda a descarga afluente ao reservatório pode ser retida nele.

Muitas vezes a regularização do deflúvio influencia não apenas uma usina de jusante. O procedimento de cálculo no caso de várias usinas beneficiadas é análogo ao explicado, porém, muito complicado, podendo ser executado praticamente somente com a ajuda de um computador eletrônico. O cálculo pode ser simplificado quando se pode admitir que as descargas, nas diversas usinas, têm certa relação com as áreas de drenagem correspondentes. Utiliza-se, então, a descarga natural de uma delas, por exemplo,  $Q_{n2}$ . A queda de cada uma das outras é diminuída ou aumentada na relação das áreas de drenagem; a soma das quedas assim modificadas é considerada como a queda  $H_2$  no cálculo.

O exemplo a seguir explica esse método. Para o local da usina de Mascarenhas, no Rio Doce, existem observações das descargas diárias de mais de 20 anos, por isso, escolheu-se essa usina como ponto de referência:

Usina	Área de drenagem	Queda	Relação das áreas	Queda modificada
Mascarenhas	73 500	19	1,0	19,0
Aimorés	71 200	28	0,95	27,4
Resplendor	61 200	34	0,83	22,2
Galiléia	55 400	21	0,75	15,7
Capim	41 300	10	0,57	5,7
Valadares	41 000	14	0,57	8,0
Baguari	30 600	25	0,42	10,5
Escura	24 200	21	0,29	6,1
Soma das quedas modificadas $H_2 = 114,6 m$				

Da descarga em Mascarenhas e da soma das quedas modificadas, determina-se a potência do conjunto das oito usinas.

É óbvio que esses métodos apresentam apenas uma aproximação às condições verdadeiras por causa dos fatos seguintes.

Pressupõe-se que a queda existente no fim de um mês fique constante durante o mês seguinte. De fato a queda varia durante o mês de acordo com o volume d'água retirado do reservatório e com a depleção variável. O método pode ser melhorado avaliando-se, em primeira aproximação, a queda existente no fim do mês e calculando-se com a média dos valores do começo e do fim do mês. Depois calcula-se a queda do fim do mês e, no caso em que não coincida o resultado com o valor avaliado, deve ser feita nova aproximação. O erro do método pode ser, também, reduzido calculando-se com as descargas médias semanais, em vez das mensais. Porém esses dois métodos complicam substancialmente o trabalho, que por essa razão, somente pode ser efetuado com ajuda de um computador eletrônico.

A distância entre a desembocadura do rio e dos seus afluentes no reservatório e a barragem é geralmente muito grande, podendo alcançar 100 km ou mais. Pelo aumento progressivo da seção transversal em direção do fluxo do rio, a velocidade d'água muda completamente em relação ao que era sem o reservatório. O regime do rio pode ser essencialmente mudado pela criação do reservatório, não em relação ao volume total do deflúvio, mas sim em relação a sua distribuição no tempo.

Pressupõe-se, nos cálculos acima, que a água liberada da usina de montante chegue imediatamente até a usina de jusante, desprezando-se o tempo que leva a água para percorrer esse intervalo, que pode alcançar alguns dias, conforme a distância.

Os métodos descritos referem-se ao trabalho feito em máquina de calcular comum. Existindo a possibilidade, executam-se todos estes estudos, com maior precisão, em computador eletrônico.

#### 4.3.4 CONSIDERAÇÕES GERAIS E CONCLUSÕES

Como já foi dito anteriormente, os estudos energéticos têm a finalidade de avaliar a energia que poderá ser produzida no futuro, visando a viabilidade econômica do projeto. Adotar nesses estudos um programa de operação que resulte em maior produção, porém inconstante, com preço de venda bem menor que o de uma produção constante e garantida, implicaria em uma ilusão que pode causar perdas financeiras ao dono da empresa, durante a operação da usina.

Da regularização para descarga constante resulta, muitas vezes, produção total maior que a alcançada pela regularização para potência constante. Porém a produção é inconstante e a potência disponível cai em muitas regiões do país, principalmente no período das secas, quando em geral a demanda é maior, de modo que a geração garantida é menor e a produção ocasional, gerada principalmente no tempo das enchentes, com reservatório cheio, tem valor muito menor, mesmo que possa ser vendida.

Assim é preferível, em todos os casos, estudar a regularização para potência constante, principalmente quando o abaixamento do nível d'água na represa, correspondente à utilização do volume útil pretendido, é relativamente grande em relação à queda máxima possível. Em caso contrário, com queda grande e abaixa-



mento pequeno, a oscilação do nível d'água no reservatório influi menos na potência gerada e os resultados dos dois métodos — descarga constante e potência constante — aproximam-se tanto mais, quanto maior a queda.

Outra finalidade dos estudos energéticos consiste na indicação de um programa para a operação da usina, pelo menos durante os primeiros anos. No decorrer do tempo, o pessoal da operação irá recolher, pela própria experiência, melhores conhecimentos do regime do rio e das oscilações do consumo, o que poderá modificar o programa primitivo.

O termo *potência constante*, usado nos capítulos anteriores, significa sempre a potência média disponível nas 24 horas do dia. Porém a potência exigida pelo consumo varia durante o dia e durante a semana. Para manter-se o programa de regularização, a geração em kWh durante um certo período — dia, semana ou mês — não pode exceder o produto da potência constante pelas horas do período em questão. Uma produção eventualmente maior, durante certo período, deverá ser compensada pela redução da produção num período seguinte.

Essas considerações são válidas, principalmente, para usinas que abastecem um sistema elétrico relativamente pequeno, junto com poucas outras usinas do mesmo tipo. Se esse sistema está interligado com outros maiores, abastecidos eventualmente por usinas hidrelétricas construídas em rios com características diversas, a operação da usina pode ser diferente da programada. Porém esse fato somente pode ser levado em conta, no projeto, se forem conhecidas as exigências especiais com respeito à regularização ou ao programa de operação.

## 4.4 POTÊNCIA INSTALADA

### 4.4.1 DIAGRAMA DE CARGA

Nos capítulos anteriores, tratou-se da regularização do deflúvio de um rio com a finalidade de garantir uma produção de energia elétrica ao máximo possível equilibrada. O termo *potência*, usado nestes comentários, significa sempre a potência média, isto é, a potência que pode ser gerada, durante as 24 horas consecutivas do dia, pela descarga regularizada e a queda disponível no momento.

Porém a demanda de energia pela região abastecida varia durante o dia e, também, durante o ano. Em geral, o consumo de energia é maior no inverno do que no verão. De madrugada o consumo é pequeno, cresce geralmente até às 11 horas, tem outra ponta entre 18 e 22 horas e volta ao valor reduzido à noite.

Essa variação diária do consumo é representada num diagrama tendo como ordenadas o consumo em kW e como abcissas as 24 horas do dia. Transformando-se a área do diagrama de carga, que significa o consumo diário em kWh, num retângulo, obtém-se a carga média em kW ou MW representada pela altura desse retângulo. A relação entre a carga média e a de ponta máxima chama-se fator de carga. Num diagrama, por exemplo, com a ponta igual a 1 kW ou MW e o consumo diário de 12 kWh ou MWh, o fator de carga é

0,5. A área do diagrama situada abaixo da carga mínima chama-se carga de base e a carga acima dessa linha, carga de ponta.

A forma do diagrama depende das características da região abastecida. A variação do consumo de uma região industrializada difere da de uma região em que prevalece a agricultura e o consumo residencial. Nas redes de distribuição que abastecem indústrias com fabricação contínua, como fornos elétricos, fábricas químicas, fábricas de papel, etc., a faixa de carga de base ocupa grande parte do diagrama e, conseqüentemente, o fator de carga é alto e pode alcançar 0,7 ou mais. Em regiões pouco industrializadas nas quais predomina o consumo residencial, o fator de carga fica abaixo de 0,5. Mas, numa rede que abastece regiões com características diferentes, hoje em dia um caso comum, essas diferenças se compensam, de modo que o diagrama fica mais equilibrado. Em todos os casos, a carga durante a noite é muito menor que durante o dia, que por sua vez varia no decorrer do dia. Geralmente, aí pelas seis horas da manhã, o consumo começa a crescer e tem sua primeira ponta entre as onze horas e meio-dia. Depois cai durante a hora de almoço, principalmente nas regiões industrializadas, quando as máquinas nas fábricas param. Durante a tarde existe outra ponta devido ao consumo para a iluminação.

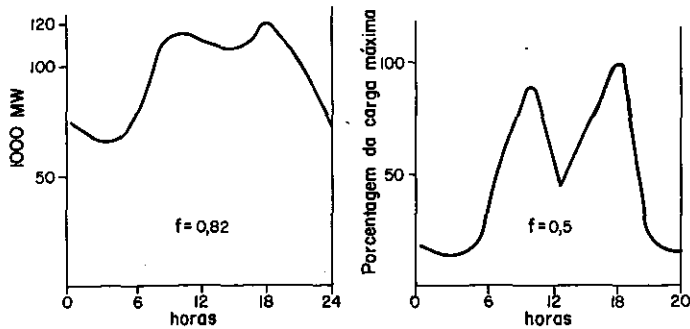
O consumo diário de energia e conseqüentemente a forma do diagrama de carga variam, também, nos dias da semana: de segunda a sexta-feira, fica aproximadamente uniforme, nos sábados diminui consideravelmente, principalmente à tarde, e nos domingos é mínimo.

A diferença entre o consumo do verão e do inverno no Brasil não é de grande importância, mas cresce à medida que a região abastecida se distancia do equador. Nos países altamente desenvolvidos, o aquecimento elétrico no inverno e o ar condicionado no verão são de certa importância.

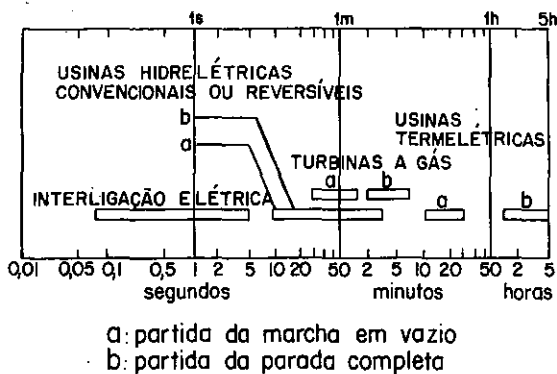
A Fig. 4.24 apresenta dois diagramas de carga. O primeiro mostra uma avaliação do consumo do Nordeste dos E.U.A. para o ano de 2010, com alto fator de carga, e o outro de uma região, praticamente sem indústria, em que predomina o consumo residencial e o de pequenas oficinas.

### 4.4.2 SUPRIMENTO DO DIAGRAMA DE CARGA PELAS USINAS ELÉTRICAS

As usinas nucleares, as usinas térmicas a vapor e as usinas hidrelétricas a fio d'água trabalham com o maior rendimento econômico, com carga uniforme, durante as 24 horas do dia. Nas usinas a fio d'água, por exemplo, deve ser instalada a potência que possa fornecer a energia correspondente às pontas do diagrama de carga, aproveitando-se toda a vazão afluente do rio. Quando a carga diminuir, as turbinas serão fechadas parcialmente e a vazão supérflua do rio passará pelo vertedouro sem ser aproveitada. Nas usinas a vapor, as caldeiras deveriam ser mantidas aquecidas com o vapor sob certa pressão para poderem acompanhar o rápido aumento da carga. Tudo isso significa um desperdício de energia.



**Figura 4.24** Diagramas de carga de duas regiões com diferentes características de consumo



**Figura 4.25** Tempo de arranque para a marcha em carga dos diferentes tipos de usinas

É de grande importância, para a localização dos vários tipos de usinas no diagrama de carga, o tempo necessário para por em marcha a unidade. A Fig. 4.25 mostra claramente porque as usinas térmicas não podem ser aproveitadas para fornecimento da energia nas pontas mais altas do diagrama. O tempo necessário para pô-las em marcha, em carga, varia de uma hora e meia até cinco horas, depois de uma parada completa e com as caldeiras frias, e de 10 a 30 min, a partir da marcha em vazio. Para as turbinas a gás, os valores correspondentes são de 2 a 6 min, partindo de uma parada completa, e de 30 s a 1 min, partindo de marcha em vazio. Para as usinas hidrelétricas tradicionais e reversíveis (veja o Cap. 7), o tempo é respectivamente de 10 s a

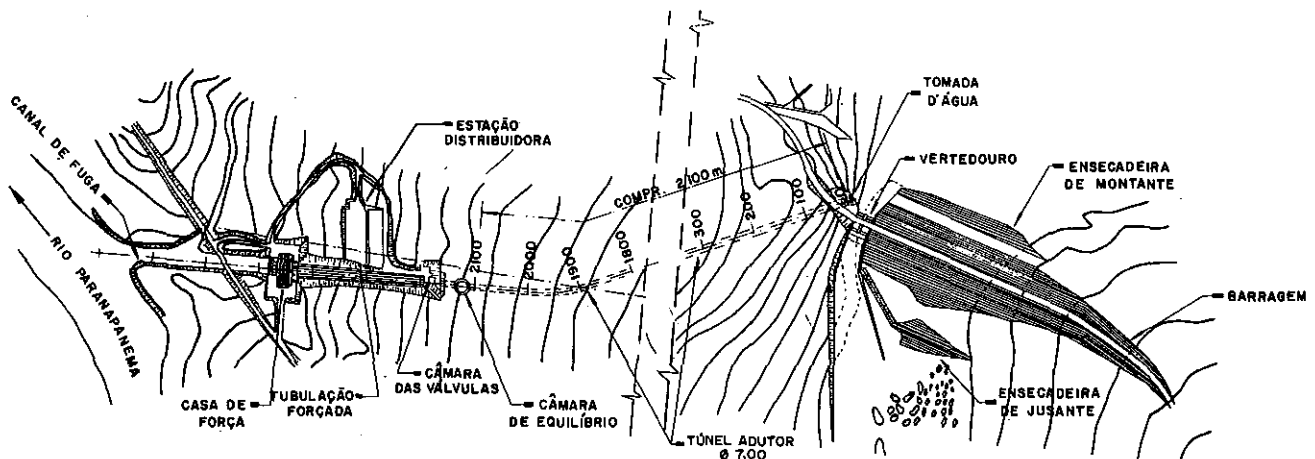
3 min e de 20 s a 3 min. É claro que a interligação elétrica a uma rede alheia pode ser feita em alguns segundos ou frações de segundo.

As usinas elétricas são chamadas de usinas de ponta ou de base conforme a faixa do diagrama de carga que abastecem. Geralmente, as usinas hidrelétricas de represamento podem ser operadas como usinas de ponta e as de desvio, como usinas de base. É que o aumento da potência instalada além da potência média exige, fora o aumento da potência das máquinas, maiores dimensões da tomada d'água, das grades, das comportas e dos órgãos adutores, cujo custo constitui, nas usinas de represamento com adutoras curtas, uma parcela relativamente pequena do custo total da usina, em comparação aos canais, tubulações ou túneis extensos e dispendiosos de uma usina de derivação.

Para explicar o modo de determinar o fator de potência de diversas usinas, usaremos o sistema do Paranapanema. A Usina de Piraju recebe a água regularizada imediatamente da Usina de Jurumirim (veja a Fig. 4.26). O projeto está prevendo uma barragem de terra com apenas 25 m de altura, um túnel adutor com cerca de 2,1 km de comprimento, câmara de equilíbrio, tubulação forçada e casa de força. A potência instalada fixada corresponde a um fator de potência de 0,95. Se a potência fosse aumentada para se conseguir um fator de 0,5, os custos de construção aumentariam em 35%, por causa do aumento necessário do diâmetro do túnel adutor, das tubulações forçadas, etc.

Em compensação, a potência instalada na Usina de Xavantes, a jusante, foi aumentada. Aí deveriam ser instaladas três unidades para se conseguir o fator de potência de 0,5, mas a instalação de mais uma máquina baixou o fator para cerca de 0,35. Os túneis adutores dimensionados para o desvio do rio, durante a construção da barragem, não precisariam ser alargados e o aumento dos investimentos comportava apenas no custo de uma unidade geradora relativamente barata, sendo a queda de 75 m a maior de todas as usinas projetadas, ou construídas no Rio Paranapanema.

No caso de o sistema elétrico ser interligado com outros, eventualmente com características diferentes do consumo e das usinas abastecedoras, a fixação da potência a ser instalada deve ser feita tomando-se em consideração, também, outras exigências que podem ser pesquisadas somente através de um estudo de-



**Figura 4.26** Planta geral da Usina de Piraju

talhado das condições especiais dos diversos sistemas.

Deve ser mencionado outro problema correlato. É muito comum apreciar a viabilidade econômica de uma usina pelo custo do kWh instalado. Porém a fixação da potência instalada de uma usina implica em certa arbitrariedade, enquanto que a produção em kWh/ano é independente do aumento da potência instalada, pelo menos nas usinas com reservatório de grande volume, capaz de garantir a regularização do deflúvio para uma descarga que alcança quase a descarga média. O custo do kWh/ano, abrangendo as despesas de operação e a amortização anual do custo da obra acrescido dos juros, é um dado muito mais significativo para caracterizar a economicidade de uma usina.

Para esclarecer melhor o problema, sirvam-nos do exemplo Piraju-Xavantes. O custo de kW instalado em Piraju, para o fator de potência igual a 0,5, alcança apenas 67% do custo para o fator igual a 0,95. Em Xavantes o custo do kW instalado diminui 77%, baixando o fator de potência de 0,5 para 0,35. Quanto mais máquinas forem instaladas, ou máquinas mais potentes, tanto mais baixo o custo, o que não parece muito lógico.

Ao contrário, baixando o fator de potência de 0,95 para 0,5, em Piraju, o preço do kWh aumenta 50%, e em Xavantes, para a mudança do fator de 0,5 para 0,36, aumenta 6%, o que demonstra claramente a vantagem econômica da solução adotada.

Quando se trata de usinas a fio d'água, ou com regularização incompleta, o problema é mais complicado. Nesse caso, a produção firme é a mesma (veja

a Fig. 4.16), qualquer que seja a potência instalada, porém a produção inconstante aumenta com o aumento da potência. No entanto o preço de venda da produção inconstante é muito menor, desde que se tenha a possibilidade de vendê-la.

Salienta-se que, nos reservatórios que servem para a regularização anual ou plurienal da descarga ou potência, as oscilações do nível d'água, relativamente pequenas resultantes da acumulação diária ou semanal, são absorvidas pelas oscilações grandes e lentas, devido à regularização anual ou plurienal.

### 4.4.3 DETERMINAÇÃO DA POTÊNCIA INSTALADA

A potência instalada numa usina que fornece a energia produzida a um sistema elétrico isolado deve corresponder ao fator de carga desse sistema, e, quando se trata de várias usinas, a potência de cada uma obedece, geralmente, ao mesmo critério. Porém, em casos especiais, como o do conjunto Piraju-Xavantes, as características de uma usina podem predestiná-la à operação na base do diagrama de carga. Então outras usinas ligadas à mesma rede devem ter potência maior, de modo que o conjunto de usinas atenda o fator de carga do sistema.

A situação é diferente quando as usinas de uma empresa não têm potência suficiente para atender o consumo da região servida e devem comprar energia de outras empresas. As tarifas da energia comprada,

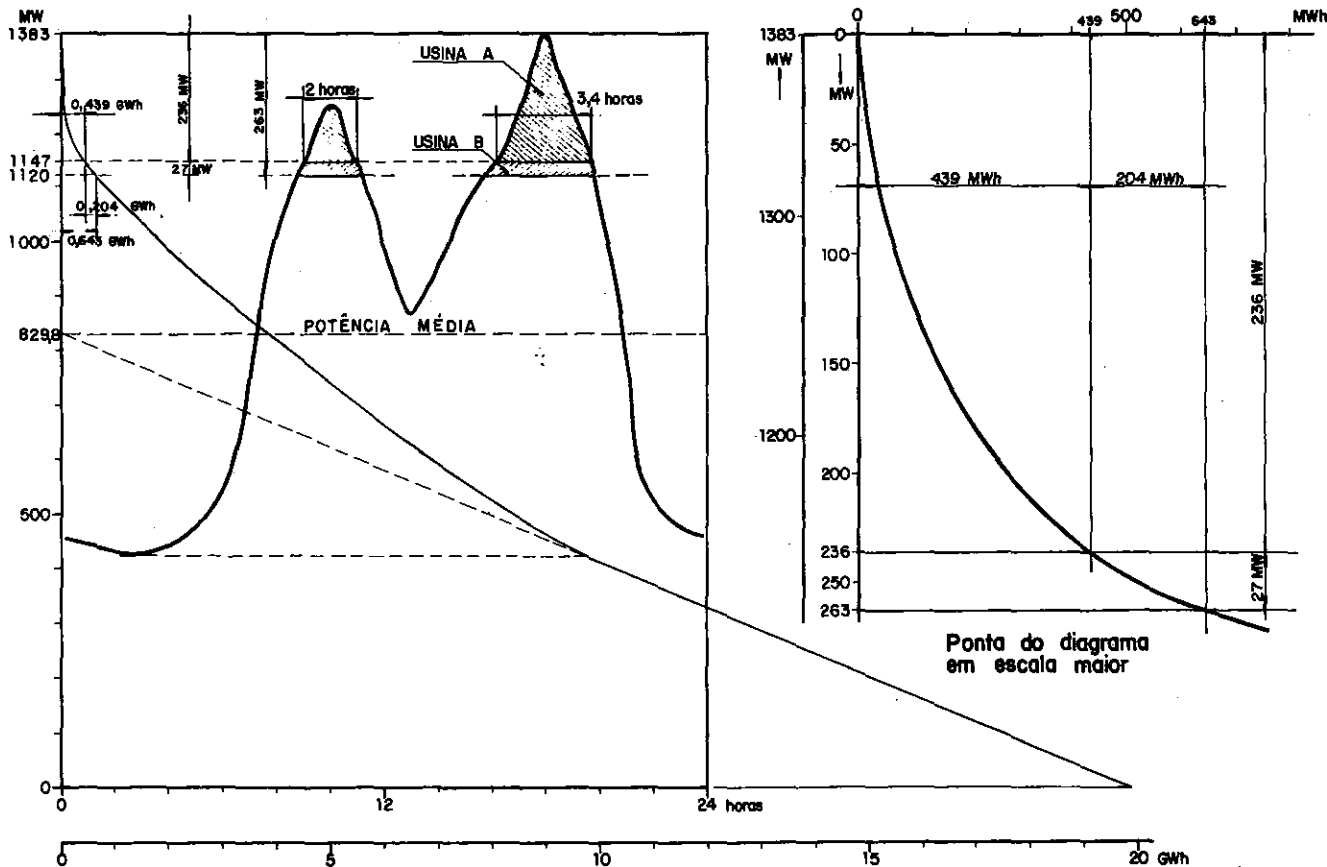


Figura 4.27 Diagrama e curva da produção acumulada de duas usinas, para atendimento ao fator de carga de um sistema

geralmente, compõem-se de um preço da energia fornecida em kWh e de outro da potência em kW alcançada durante curto período. Assim, o custo de kWh é tanto maior quanto mais alta a ponta do fornecimento. Conseqüentemente, a empresa deve operar suas usinas como usinas de ponta e colocar sua energia na ponta mais alta do diagrama de carga.

O procedimento para fixar-se a potência a ser instalada numa usina projetada é o seguinte. No diagrama de carga, traça-se a curva da área do diagrama, em kWh, que indica, para cada reta horizontal, a área do diagrama situada acima dessa horizontal. Um exemplo esclarece o uso dessa curva. No ano de 1980, o diagrama de carga do sistema da empresa terá as seguintes características: ponta de carga 1 383 MW, fator de carga 0,6 (potência média  $1\,383 \cdot 0,6 = 829,8$  MW), produção diária  $829,8 \cdot 24 = 1\,990,5$  MWh. A Fig. 4.27 mostra o diagrama e a curva das GWh acumuladas, que debaixo do ponto inferior do diagrama passa a ser uma reta.

Projeta-se uma usina hidrelétrica (usina A) cuja produção servirá para atender as pontas mais altas do diagrama. O reservatório regulariza o deflúvio do rio para a descarga média de  $4\text{ m}^3/\text{s}$ , a queda líquida é de 530 m e o fator de rendimento das unidades geradoras, 0,88. Com esses dados calcula-se a potência média:

$$9,81 \cdot 0,88 \cdot 4,0 \cdot 530 = 18\,300\text{ MW},$$

e a produção diária:

$$18\,300 \cdot 24 = 439\,200\text{ kWh} = 439,2\text{ MWh}.$$

A essa produção corresponde a potência de 236 MW. A linha horizontal, pela ordenada  $1\,383 - 136 = 1\,147$  MW, corta as pontas do diagrama de cargas que serão fornecidas pela usina, e mostra que a usina trabalhará 5,4 h do dia.

Outra usina (B) tem as seguintes características:

Descarga regularizada	$3,5\text{ m}^3/\text{s}$ ,
Queda	282 m,
Potência média	8 520 kW,
Produção diária	204,5 MWh.

A produção dessa usina será colocada, no diagrama, logo abaixo da indicada para a usina A. A soma da produção das duas usinas importa em

$$439,2 + 204,5 = 643,7\text{ MWh},$$

e a potência correspondente em

$$263\text{ MW}.$$

Na usina B, conseqüentemente, deverão ser instalados

$$263 - 236 = 27\text{ MW}.$$

É aconselhável desenhar a parte superior da curva em escala menor.

#### 4.5 OBSERVAÇÕES GERAIS

Das conclusões tiradas dos estudos energéticos que se referem à produção de energia, à potência a ser instalada e à viabilidade econômica de uma usina, o projetista não deve perder de vista os seguintes fatos:

1) Todos os estudos hidrológicos se referem a um período passado, e admite-se que, no futuro, as condições meteorológicas e outras que influem no escoamento das águas pluviais não mudam e se repetem de forma análoga, o que é uma premissa duvidosa.

2) Os resultados das medições diretas de descarga efetuadas no mesmo nível d'água do rio mostram, às vezes, diferenças de 5% ou mais. Conseqüentemente, os valores das descargas definidas pela curva-chave podem diferir consideravelmente das reais, principalmente no trecho extrapolado.

3) Na fase de projetos de viabilidade e básico, os investimentos totais são avaliados com base nos cálculos de volumes e pesos e nos preços estimados. Pesquisas geológicas e geomecânicas, mesmo pormenorizadas, não excluem a possibilidade de que, na execução da obra, encontrem-se condições de fundações mais desfavoráveis que as previstas, que causem aumento razoável do custo das obras civis. Por isso, nas estimativas de custo, geralmente é incluído uma boa porcentagem para contingências e omissões. O custo real da obra pode ser fixado somente com base nos preços das propostas dos empreiteiros e fornecedores dos equipamentos. Os preços para as obras civis e para equipamentos indicados por diversos proponentes, numa concorrência, variam, às vezes, até 20% acima e abaixo dos médios. Levando-se em conta a incerteza das futuras condições hidrológicas e que os preços pagos durante a construção da usina e conseqüentemente seu custo total possam diferir em 15%, ou mais, dos estimados no projeto, parece pouco lógico basear-se no julgamento de variantes, como por exemplo, em diferenças do custo menores que cerca de 5% a 10% ou até frações de 1%.

## 5 ESTUDOS TOPOGRÁFICOS E GEOLÓGICOS

### 5.1 ESTUDOS TOPOGRÁFICOS

Para o planejamento geral do aproveitamento de um rio, precisa-se de estudos topográficos especiais, porque no Brasil existem apenas mapas topográficos em escalas pequenas, que não mostram os detalhes necessários.

Por esse motivo, o primeiro passo consiste na confecção de fotografias aéreas que venham a abranger não somente o próprio rio, mas também, todos os afluentes, numa extensão que permita a elaboração das restituições aerofotogramétricas necessária para a determinação dos volumes das bacias de acumulação. Depois deve ser executado um nivelamento de precisão ao longo do rio, com colocação de marcos de concreto para a amarração posterior das restituições aerofotogramétricas e dos levantamentos terrestres. A localização dos marcos deve ser assinalada nas fotografias e descrita adequadamente numa caderneta.

A observação das fotografias, por meio de um estereoscópio e eventualmente de um estereômetro, pelo qual se pode medir as diferenças de altura, oferece condições para apreciar a configuração do terreno, com exatidão suficiente para os primeiros estudos.

Para estudos mais detalhados deverão ser feitas as restituições aerofotogramétricas, de preferência na escala 1:5 000, com curvas de nível de 5 em 5 m, que representem todos os detalhes do terreno a ser inundado e ofereçam dados suficientes para a localização definitiva dos elementos do aproveitamento. Servem também de base para a verificação dos volumes da bacia de acumulação.

Localizados os elementos principais do aproveitamento, deverão ser feitos levantamentos topográficos terrestres na escala 1:1 000 ou 1:500. Aconselha-se fixar, com grande folga, a área a ser levantada. A experiência mostra que, durante o desenvolvimento do projeto, a extensão das obras supera muitas vezes a prevista no anteprojeto. A fixação da área do levantamento muito restrita exige, nesse caso, levantamentos adicionais mais caros do que os trabalhos primitivos e cuja execução retarda a elaboração do projeto.

Todas as plantas devem ser amarradas ao sistema de coordenadas no Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística, I.B.G.E., e os nivelamentos, aos marcos mais próximos do mesmo Instituto.

### 5.2 ESTUDOS GEOLÓGICOS

#### 5.2.1 GENERALIDADES

Esses estudos devem ser confiados a um geólogo especializado em geologia aplicada, com certos conhecimentos de engenharia civil suficientes para que possa compreender os problemas dos engenheiros. Porém sua tarefa é estudar especificamente as características e a configuração do subsolo e transmitir ao engenheiro projetista os dados que este precisa para a confecção do projeto, especialmente no que se refere às fundações.

#### 5.2.2 GEOLOGIA REGIONAL

Antes de iniciar os reconhecimentos no campo, o geólogo estudará os mapas topográficos, as fotografias aéreas e os mapas geológicos existentes, com a finalidade de obter uma vista geral das formações geológicas que existem no subsolo da região. Depois ele visitará o terreno, incluindo toda a área da futura bacia de acumulação, comparando suas observações com as indicações dos mapas geológicos, corrigindo e completando-as. Deve ser estudada especialmente a área que será inundada pela represa com respeito à possível permeabilidade do subsolo. É quase impossível impermeabilizar grandes áreas, se as camadas permeáveis aflorem fora do local da barragem, onde são normalmente vedadas por injeções. No Brasil, geralmente, não existe tal perigo, que se verifica principalmente em camadas calcárias, como no caso de uma represa, na Espanha, cuja impermeabilização posterior custou mais do que o custo inicial da barragem.

#### 5.2.3 GEOLOGIA LOCAL

Os locais dos diversos elementos do aproveitamento devem ser estudados mais detalhadamente. Para isso serão executados furos de sondagem com a finalidade de se verificar a estratigrafia das camadas rochosas, sua permeabilidade, a existência eventual de falhas geológicas e outras zonas fracas.

O número de sondagens depende das condições geológicas do local. Em regiões com estratigrafia uniforme, como, por exemplo, a dos derrames basálticos da Bacia do Paraná, cujas camadas em grande extensão são quase horizontais, o número pode ser menor e os furos têm a finalidade de verificar a presença das diversas camadas nos diversos locais, sua inclinação, etc.

Sob condições geológicas mais complicadas, quando durante os estudos no campo constatar-se ou suspeitar-se da presença de uma falha ou de intrusões (diques), o número das sondas deverá ser aumentado, executando-se, eventualmente, furos inclinados com a finalidade de verificar a direção e a inclinação da falha.

Porém o projetista deve considerar que os resultados das sondagens representam as características geológicas apenas do próprio local e já à pequena distância os pormenores da composição do subsolo podem ser diferentes. Mesmo com um número elevado de sondagens, é impossível localizar todas as zonas de qualidade inferior à esperada. Se forem encontradas tais zonas, durante a escavação para uma obra cuja localização está fixada pelo projeto, geralmente será mais econômico resolver os problemas da fundação no próprio local, que deslocar a construção e modificar essencialmente o projeto.

Pode ser obtido um mais amplo conhecimento do subsolo pela escavação de poços e trincheiras. Essa técnica é aplicada principalmente em materiais terrosos e em rochas decompostas, por exemplo, com a intenção de tirar amostras indeformadas do material para pesquisas no laboratório ou de verificar a superfície da rocha numa área maior, quando se suspeita irregularidade da configuração, ou de determinar a solicitação admissível do material da fundação.

Os locais dos furos, poços e trincheiras devem ser fixados por um topógrafo e marcados em planta e altura nos mapas existentes.

#### 5.2.4 MATERIAIS PARA A CONSTRUÇÃO

Na busca e nas pesquisas dos materiais, tocam-se os ramos de Geologia e de Engenharia de Mecânica dos Solos. Esses estudos são muito importantes para o projeto: a carência de um material e a abundância

de outro podem influenciar essencialmente sua concepção. Abundância de material argiloso e siltoso, carência de areia e rocha apropriada para agregados do concreto, por exemplo, podem favorecer a escolha de uma barragem de terra em vez de uma de concreto.

O geólogo determinará as áreas apropriadas à abertura de pedreiras que devem ser pesquisadas por meio de sondagens rotativas. Na escolha definitiva, deve-se levar em conta a espessura do cobrimento por terra e por rocha decomposta e a qualidade da rocha. Para isso, abrem-se trincheiras até a rocha sã, com a finalidade de tirar amostras que serão pesquisadas em laboratório.

A procura de depósitos de cascalho e de areia é uma tarefa muito importante e difícil. Dependendo das rochas que formam a bacia hidrográfica dos rios, em grande parte do Brasil, existe acentuada carência de areia grossa, de modo que em muitas obras deve ser utilizada areia artificial. Por exemplo, para a construção da Usina de Três Marias, a areia natural adequada foi somente encontrada a mais de 100 km.

Na procura de material para a construção de uma barragem de terra deverão ser pesquisadas várias áreas, escolhidas inicialmente com base na prospeção visual e no estudo dos mapas geológicos. Nessas áreas serão efetuadas inicialmente sondagens a trado, em grande número, para verificar o volume disponível e as características principais do material. Na área escolhida definitivamente serão escavados poços, com retirada de amostras, de metro em metro, com as quais serão feitos os ensaios de classificação. Quase nunca o material tem características iguais em toda a extensão da área de empréstimo, prevalecendo, por exemplo, às vezes a argila, às vezes o silte ou a areia. Depois, serão escolhidas cerca de quatro amostras, representativas para as diversas composições do material, que serão submetidas, em laboratório, a ensaios triaxiais rápidos, triaxiais lentos, de cisalhamento direto e de adensamento e permeabilidade. Desses ensaios tiram-se os dados necessários para o cálculo da estabilidade da barragem de terra.

## 6 PROJETO DOS ÓRGÃOS COMPONENTES DE UM APROVEITAMENTO HIDRELÉTRICO

### 6.1 GENERALIDADES

Nos capítulos anteriores foram descritos os trabalhos preparatórios que fornecem os dados básicos para o projeto de usina hidrelétrica; neste capítulo, serão descritos seus diversos componentes e, quando necessário, indicadas as fórmulas para os cálculos hidráulicos, mas sem desenvolvê-las. Os cálculos estáticos serão mencionados ligeiramente sem entrar em detalhes.

Serão descritas as barragens, os vertedouros, as tomadas d'água, os órgãos adutores d'água, as casas de força, mostrando para cada componente as diferentes formas correspondentes aos diversos tipos de usinas. Abandonou-se a subdivisão da matéria, usada em livros semelhantes, em capítulos que tratam dos diversos tipos de usinas; por exemplo, usinas de baixa, média e alta queda, usinas a fio d'água ou com reservatório de grande capacidade, etc. Com efeito, a fixação dos limites entre os tipos é muito arbitrária e, além disso, as características principais são as mesmas para todos os tipos.

### 6.2 BARRAGENS

#### 6.2.1 GENERALIDADES

A construção de uma barragem ligada a uma usina hidrelétrica pode ter três finalidades: a concentração do desnível de um rio para produzir uma queda, a criação de um grande reservatório capaz de regularizar o deflúvio ou simplesmente o levantamento do nível d'água para possibilitar a entrada da água num canal, num túnel ou numa tubulação que a aduza para a casa de força (usinas de derivação). Uma barragem pode ser construída para mais de uma finalidade, simultaneamente.

Além disso, as barragens podem servir para outros fins, como por exemplo, para navegação, para controle de cheias ou para irrigação. Junto a uma barragem construída para criar condições de calado para a navegação, muitas vezes, constrói-se uma usina hidrelétrica para se aproveitar a queda criada pela barragem, ou, ao contrário, ao lado de uma barragem erguida para um aproveitamento hidrelétrico pode ser construída uma eclusa para a navegação. Quase em todas as barragens que formam um grande reservatório, é admitida uma certa elevação do nível d'água acima do normal para atenuar a ponta da enchente, servindo, assim, para o controle parcial das cheias. Tais barragens chamam-se barragens de finalidade múltipla.

Nos itens seguintes as barragens serão classificadas, segundo o material de construção, em barragens de terra, de enrocamento, de concreto ou do tipo misto. O último tipo compreende barragens com trechos de concreto e outros de terra ou enrocamento. Barragens constituídas parcialmente de terra compactada e de enrocamento usualmente não são classificadas no tipo misto, mas sim segundo o material que constitui a maior parte de seu perfil.

A classificação com base na altura da construção é bastante arbitrária e por essa razão, não é usada neste livro. A Comissão Internacional de Grandes Barragens, por exemplo, realiza periodicamente o registro das barragens construídas pelos países membros. São incluídos nesse registro, e provavelmente consideradas como *grandes*, as barragens com mais de 15 m de altura e as com mais de 10 m de altura que preencham pelo menos uma das seguintes condições:

- a) comprimento da crista superior a meio quilômetro,
- b) capacidade do reservatório formado pela barragem superior a 100 000 m<sup>3</sup>,
- c) capacidade dos sangradores superior a 2 000 m<sup>3</sup>/s,
- d) barragens que tiveram problemas especiais de fundação,
- e) barragens cujos projetos são de características incomuns.

O Comitê Brasileiro de Grandes Barragens registrou, no ano de 1969, 285 barragens, sendo que somente 216 destas foram incluídas, pelas suas características, no Registro Mundial de Barragens. Das barragens registradas 56% são de terra ou parcialmente de enrocamento, 2% de puro enrocamento, 25% de concreto-gravidade, 1,3% de arco-gravidade, 0,4% de abóbada ou cúpula, 3,3% de contrafortes com lajes planas ou abóbadas e 12% do tipo misto, na maioria compostas de um trecho de concreto contendo o vertedouro e a tomada d'água com a casa de força, e o restante de terra.

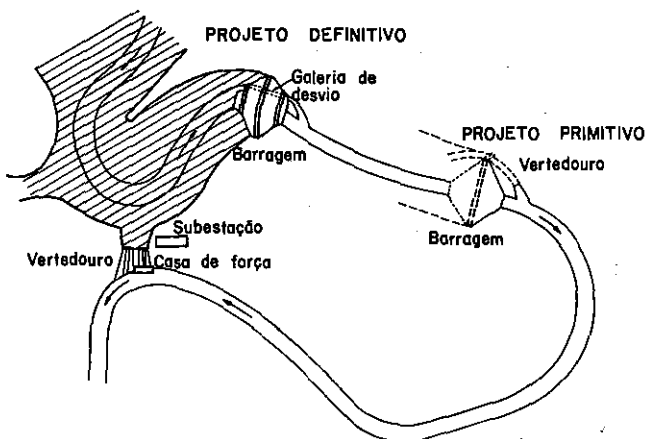
#### 6.2.2 FIXAÇÃO DEFINITIVA DO EIXO DA BARRAGEM

No plano geral do aproveitamento hidrelétrico de um rio, foram localizadas as diversas usinas de uma forma sumária, considerando-se os dados topográficos

e geológicos disponíveis nessa altura do projeto. O eixo definitivo de uma determinada barragem será fixado com base nos levantamentos topográficos e geológicos mais detalhados a serem executados.

À primeira impressão, uma garganta estreita do vale parece ser o local mais apropriado, considerando-se o volume da barragem. Porém nem sempre é assim e, por isso, devem ser estudadas diversas variantes do conjunto formado pela barragem, casa de força, vertedouro etc., para se chegar à solução mais econômica. Um papel importante é representado pelo desvio do rio durante a construção da barragem. Às vezes um local com perfil mais amplo possibilita uma solução menos onerosa para os órgãos de desvio, o que compensa o custo maior da barragem. Num local muito estreito, por exemplo, o desvio deve ser feito por túneis, enquanto que um perfil mais largo do vale permite a escavação de um canal, que depois será reenchido pelo material da barragem, ou a construção a céu aberto de galerias de concreto armado, cobertas depois pela barragem de terra e fechadas por tampões de concreto.

O exemplo da barragem de Itaúba, já citado anteriormente, pode mostrar a complexidade dos problemas que surgem, às vezes, num projeto (Fig. 6.1).



**Figura 6.1** Escolha do local, no meandro do Rio Jacuí, para construção da barragem de Itaúba

A usina aproveita o desnível do rio entre o início e o fim de um grande meandro de cerca de 7 km de comprimento. Os canais de adução à tomada d'água e ao vertedouro são escavados no cume do espigão situado na raiz do meandro. O nível d'água na represa, fixado pela altura de saída das turbinas da usina de montante, exige escavação de rocha para canais de cerca de 800 000 m<sup>3</sup>, que será aproveitada no enrocamento da barragem. O custo desse enrocamento depende consideravelmente da distância de transporte do material.

No plano geral do aproveitamento do Rio Jacuí, a barragem tinha sido localizada a 2,4 km a jusante do espigão, onde o vale é mais estreito. O vertedouro tinha sido projetado na margem esquerda, ao lado da barragem, desembocando num pequeno vale. À primeira vista, essa solução parecia ser a mais econômica. Como a regularização do deflúvio pela represa de montante é apenas parcial, durante quase todo o ano o vertedouro estará funcionando. Por isso, no desenvolvimento do projeto, o vertedouro foi localizado no espigão pouco

a jusante da casa de força, de modo que as descargas das águas altas não passassem em frente às saídas das turbinas. Além disso, o jato d'água, saindo do rápido do vertedouro, cai no leito do rio na direção dele, agindo, assim, como um ejetor e baixando consideravelmente o nível d'água em frente da casa de força, durante as enchentes. Então foi estudada a localização da barragem mais para montante, numa distância de cerca de 1 km a jusante do espigão. Apesar do volume da barragem nesse local ser maior, a solução resultou em considerável economia, pela redução da distância de transporte do material escavado para a construção da tomada d'água e do vertedouro. Além disso, o traçado da estrada de acesso à casa de força, que passará por cima da crista da barragem, é mais curto e evita as encostas íngremes, tornando-a mais econômica.

Exercem, também, influências sobre a localização do eixo de uma barragem, as condições geológicas. Embora, hoje em dia, os conhecimentos da Mecânica dos Solos e das Rochas e a técnica das fundações estejam bastante avançados, de tal forma que se constroem barragens em lugares que, há algumas dezenas de anos antes, seriam recusados categoricamente devido às condições geológicas desfavoráveis, é o custo das medidas necessárias para o tratamento da fundação que podem determinar, entre outros, a escolha do local definitivo.

A barragem de Bort na França, por exemplo, do tipo arco-gravidade, foi construída sobre uma falha geológica entre gnaisse e micaxisto, que acompanha a fundação de um lado ao outro do vale. A rocha na zona de contato estava bastante decomposta e exigiu uma forte armação de concreto. Para a consolidação contra o desmoronamento da rocha nas encostas, foi necessário construir abóbadas com altura de até 40 m, e, além disso, foram necessários amplos trabalhos de injeção e drenagem. Porém os projetistas escolheram essa localização da barragem, porque, apesar do alto custo da fundação, mostrava-se econômica.

## 6.2.3 DIRETRIZES PARA A ESCOLHA DO TIPO DA BARRAGEM

São dois os aspectos que determinam a escolha do tipo da barragem: o técnico e o econômico.

As condições técnicas, que podem influir na determinação da escolha do tipo da barragem, pertencem principalmente à geologia, ou, em outras palavras, o tipo da barragem depende da qualidade dos materiais sobre os quais ou com os quais deverá ser construída.

Uma barragem de gravidade, de concreto, exerce pressões na fundação que, dependendo da altura, podem alcançar 60 a 80 kg/cm<sup>2</sup>. Os esforços que uma barragem em arco ou de abóbada transmite ao fundo e às encostas do vale podem produzir solicitações ainda maiores.

Obviamente esses tipos de barragens exigem em geral, para sua fundação, rocha sã, com compressibilidade pequena. Porém existe na Iugoslávia uma barragem de gravidade de 30 m de altura, construída, em 1950, sobre aluviões bem compactos no fundo do vale.

Na aplicação dos tipos de barragens de gravidade aliviada, ou de contrafortes, que serão descritas nos



itens 6.2.6.3 e 6.2.6.5, a resistência da rocha contra cisalhamento deve ser estudada minuciosamente. Concomitantemente com a diminuição do peso dessas barragens, muitas vezes, a resultante dos esforços tem inclinação pequena, aumentando, assim, o perigo de cisalhamento na fundação, principalmente em rochas fracas nesse sentido, como xistos argilosos e muitas espécies de micaxistos. O cisalhamento pode aparecer não somente no plano de fundação, mas também entre as camadas da própria rocha.

As barragens de terra ou de enrocamento não exigem condições especiais de fundação.

A escolha do tipo da barragem pode ser determinada pelo fato de que, na área ocupada pela fundação da barragem, sejam encontradas rochas de compressibilidades diferentes. Nesses casos, pode ser preferível aplicar um tipo com certa elasticidade, que, sem danos perigosos à estabilidade, possa acompanhar eventuais assentamentos diferenciais.

As influências meteorológicas, às vezes, têm importância. Em regiões com grandes variações da temperatura, estruturas delgadas de concreto não são convenientes; existe o perigo de rachaduras provocadas pela diferença da temperatura nas duas faces da construção. No Brasil não existem os perigos devido ao congelamento da água, que tem grande importância nos países com temperaturas abaixo de zero prolongadas.

Entre os tipos tecnicamente viáveis será escolhido aquele que resultar em investimentos menores. Se existe terra argilosa, siltosa ou arenosa com as qualidades adequadas, em quantidades suficientes, numa distância razoável, uma barragem de terra será o tipo indicado, principalmente se areia natural para concreto não existir em quantidade suficiente perto do local da barragem. Por outro lado, a escavação em rocha quando necessária em grandes quantidades, para a construção do vertedouro e de outras obras, pode orientar o projeto para uma barragem de enrocamento, sobretudo se a quantidade disponível de terra argilosa para a vedação é pequena. Em outros casos, um perfil constituído parcialmente de terra e parcialmente de enrocamento pode ser a solução mais econômica.

## 6.2.4 TRATAMENTO DA ROCHA DE FUNDAÇÃO

### 6.2.4.1 Injeções de consolidação

A rocha de fundação apresenta-se, depois da escavação das camadas de terra e de rocha decomposta, mais ou menos fendilhada. Com o uso de explosivos na escavação, a estrutura da rocha é danificada e a coesão diminuída. Em certas rochas, principalmente em calcários, encontram-se muitas vezes cavernas de tamanho considerável que, quando situadas em profundidades pequenas, enfraquecem a resistência da fundação.

Todos esses fatos exigem tratamento especial da rocha de fundação e, já na elaboração do projeto, devem ser estudadas as medidas a serem adotadas para restabelecer, ao máximo possível, o estado original da rocha ou melhorar suas condições naturais.

Como medida preventiva deve ser estabelecido, nas especificações para as obras civis, que a última camada da rocha, de aproximadamente 50 cm de espessura, acima do fundo da escavação previsto no projeto, deva ser retirada manualmente sem uso de explosivos, ou com uso de explosivos de potência reduzida se a grande compacidade da rocha assim o exigir.

A resistência da rocha fendilhada e deteriorada pela escavação pode ser restabelecida, ou pelo menos melhorada, por meio de injeções de consolidação, usando-se, para isso, calda de cimento ou argamassa, conforme a largura das fendas. No início da injeção, aplica-se calda de cimento em proporção de até 1 parte de cimento por 10 de água, para que penetre nas fendas finas; usa-se depois calda mais rica e, finalmente, argamassa. As injeções são executadas com pouca pressão, alguns quilogramas por centímetro quadrado, depois de cobrir a fundação com uma camada de concreto de espessura suficiente para resistir à pressão das injeções sem ser levantada.

O método de injetar mais apropriado para cada caso será determinado por injeções experimentais. Injeta-se um furo com certa pressão e certa composição de calda de cimento e depois executam-se furos rotativos de sondagem, para o controle, em várias distâncias do furo de injeção. Os testemunhos retirados do furo mostram até onde a calda de cimento penetrou nas fendas nos sentidos vertical e horizontal e, com isso, verifica-se o efeito da injeção. Esse procedimento pode ser repetido mudando-se as pressões e a composição do material injetado, até chegar ao método que dê maior efeito. Deve ser experimentado, também, o uso de cimentos especiais muito finos e de aditivos químicos que melhorem a fluidez da calda e, eventualmente, aqueles que encurtem o tempo de pega.

A profundidade dos furos para injeções de consolidação depende do grau de fendilhamento da rocha, verificada pelas sondagens de prospecção. Geralmente as camadas superficiais da rocha contêm fendas que mostram início de alteração, em forma de material marrom que cobre as paredes das fendas. Em profundidade maior, encontra-se rocha sã, contendo fissuras finas, nas quais se desprendem os testemunhos das sondas rotativas, mas com contatos limpos na cor da própria rocha. Nessa profundidade não haverá necessidade de injeções e provavelmente os furos não absorverão calda de cimento.

Em geral os furos terão profundidade de 3 a 5 m, porém, em casos especiais, nas rochas tectonicamente muito quebradas com fendas abertas, por exemplo em certos basaltos, a profundidade deverá ser maior. O espaçamento dos furos depende, também, do estado da rocha a ser consolidada. A calda de cimento injetada penetra mais fundo em fendas abertas e, conseqüentemente, a distância entre os furos pode ser maior que em rochas com fendas finas. Aconselha-se determinar a distância apropriada por meio de um teste, executando os furos e injetando-os em distâncias grandes, por exemplo, de 5 a 6 m, e verificando depois, por uma sondagem entre dois furos injetados, o efeito da injeção. Fendas enchidas de cimento verificadas nos testemunhos mostram que a calda de cimento penetrou até a sondagem e demonstram, assim, o sucesso das injeções.

Em caso contrário, a sondagem experimental deverá ser injetada e o teste repetido em distância menor.

A execução das injeções antes da concretagem pode retardar seu começo e resultar um prolongamento do prazo de construção. Convém, por essa razão, fazer as injeções, através de uma galeria situada dentro do concreto ou ao pé de jusante da barragem, com furos inclinados que podem penetrar no concreto. Nesse caso o concreto de fundação fecha todas as fendas da rocha e seu peso permite a aplicação de pressões da injeção um pouco mais altas, sem o perigo de que a argamassa sob pressão afrouxe ou levante as camadas superficiais da rocha.

### 6.2.4.2 Injeções de impermeabilização

Outro problema muito importante para o projeto de uma barragem consiste na percolação da água através do material da fundação, tanto no fundo, quanto nas encostas do vale. A percolação provoca três efeitos principais: a perda d'água, a eventual danificação do subsolo pelo fluxo d'água, pondo em risco a estabilidade da construção, e a pressão sob o plano de fundação da construção (subpressão).

Com a finalidade de diminuir a permeabilidade do subsolo — é convicção quase unânime de todos os especialistas que uma vedação completa é impossível — e, assim, para combater seus efeitos nocivos, executam-se, geralmente, cortinas de injeção. O material injetado espalha-se, a partir dos furos, em todas as direções pelas fendas da rocha, formando, assim, uma zona de permeabilidade reduzida. É óbvio que as injeções não podem encher todas as fendas e fissuras. A água ainda pode percolar pelas fissuras finas onde a calda de cimento não pode entrar devido à grossura dos grãos do cimento. A largura da zona injetada depende das características da rocha: fendas abertas deixam o material de injeção penetrar mais profundamente, enquanto que, numa rocha fissurada e pouco fendilhada, aquela zona fica mais estreita. Por isso, executam-se geralmente duas ou mais fileiras de furos de injeção, colocando-os em xadrez, com o fim de alargar a zona de permeabilidade reduzida. A distância entre os furos ao longo da cortina depende, igualmente, da qualidade da rocha, como foi descrito no item anterior, e deve ser determinada por meio de injeções experimentais.

A profundidade da cortina depende, também, das características da rocha e será determinada durante a perfuração por meio de testes de perda d'água. Um critério amplamente aplicado é o de Lugeon: se a perda d'água não passa de 2 litros/min por metro linear do furo, sob pressão d'água de 10 kp/cm<sup>2</sup>, para barragens de até 30 m de altura, e 1 litro/min por metro, sob pressão d'água de 10 kp/cm<sup>2</sup>, para barragens de altura superior a 30 m, admite-se que a permeabilidade não pode ser diminuída por injeções.

Com respeito à determinação do método de aplicação de injeções e o material a ser injetado, valem as indicações do item anterior, porém deve-se levar em consideração que essas injeções têm a finalidade de diminuir a permeabilidade e não de consolidar a rocha. Esse fato deve ser levado em conta na escolha do material a ser injetado. Assim, podem ser aplicados aditivos

químicos, mesmo que prejudiquem a resistência do material injetado contra pressões, contanto que a resistência contra efeitos da água eventualmente percolada não seja diminuída.

### 6.2.4.3 Drenos

O meio mais seguro para eliminar pressões, dentro da rocha e entre a rocha e o fundo de uma construção, consiste na execução de furos de drenagem. Por isso, debaixo de todas as barragens de concreto mais recentes, é executado uma fila de furos de drenagem, que geralmente desembocam numa galeria, disposta na parte de montante da barragem, se for possível abaixo ao nível de jusante mais baixo. Dessa galeria podem ser executados os furos e injeções da cortina de impermeabilização. Nesse caso, os furos de injeção deverão ser ligeiramente inclinados para montante e os de drenagem, inclinados para jusante.

A distância entre os furos depende, também, do grau de fendilhamento da rocha e pode ser maior nas rochas com fendas abertas que nas mais sãs. Nos Estados Unidos, habitualmente, os furos têm diâmetro de cerca de 3" e a distância de 3 m ou menos.

Em rochas com fendas cheias de materiais que podem ser levados pela água, e mesmo em outros tipos de solos, os drenos devem ser munidos de filtros para se evitar o arrastamento desses materiais que podem produzir um afrouxamento do terreno. Lembre-se que, perto dos drenos, a velocidade d'água é relativamente alta.

Às vezes é necessário drenar também as encostas do vale que servem de apoio lateral da barragem. Muitas vezes, logo a jusante da barragem, o vale se abre de modo que as curvas de nível se apresentam ali quase paralelas ao eixo da barragem. Então a água pode percolar horizontalmente, contornando as ombreiras da barragem e provocando pressões dentro da rocha. Principalmente em rochas estratificadas, tais pressões podem compensar o atrito entre as camadas rochosas e causar desabamentos. Nesses casos é aconselhável executarem-se drenos quase horizontais, para eliminar as pressões.

### 6.2.4.4 Considerações gerais

As opiniões dos técnicos especializados em Mecânica das Rochas sobre a eficácia das cortinas de impermeabilização diferem muito. Alguns pretendem que uma única fileira de injeções reduz a percolação apenas em 30%, o que significa que 70% d'água continua atravessando a rocha de fundação. Os cálculos teóricos baseiam-se na suposição de que a fileira de injeções é equivalente a uma parede impermeável com um certo número de aberturas de certo tamanho. Os que não concordam com essa teoria alegam que mesmo uma só fileira de injeções produzirá uma zona com permeabilidade reduzida e que haverá, a jusante dessa zona, queda acentuada de pressão na rocha.

Devido às injeções, o fluxo d'água subterrânea será consideravelmente reduzido. Medições exatas sobre as pressões d'água e sua diminuição, de montante para

jusante, não existem em números suficientes, para se fazer julgamento definitivo sobre esse problema; porém a comparação do efeito de uma cortina de injeção, como por exemplo, o de um núcleo de argila dentro de uma barragem, onde as outras zonas consistem em material mais permeável, parece-nos mais razoável. Sobre a eficácia dos drenos existe unanimidade.

Tratemos agora dos efeitos nocivos das percolações enumeradas no item 6.2.4.2.

Para se avaliar a importância da perda d'água consideremos os exemplos a seguir. Para a geração de 100 000 kW, com uma queda de 1 000 m, precisa-se de uma descarga de 12 m<sup>3</sup>/s. Uma perda d'água de 1 m<sup>3</sup>/s significa a diminuição da potência em cerca de 8%. Igual potência gerada por uma usina com queda de 50 m exige 240 m<sup>3</sup>/s e a perda d'água de 1 m<sup>3</sup>/s importa em apenas 0,4% da potência disponível. Esses exemplos mostram que, mesmo supondo uma perda d'água exagerada de 1 m<sup>3</sup>/s, no Brasil, onde as usinas com quedas médias de menos de 100 m e grandes vazões predominam, a perda d'água tem pouca importância na concepção do projeto e poderá ser diminuída principalmente para combater os outros efeitos nocivos da permeabilidade do subsolo.

Como já foi dito, a necessidade da drenagem é mundialmente reconhecida. Com grande segurança, a drenagem pode eliminar quase que completamente as pressões d'água no subsolo. Mas, por outro lado, a drenagem pode aumentar a percolação devido ao forte gradiente das pressões. Pelo mesmo motivo existe o perigo de arrastamento de partículas finas depositadas nas fendas da rocha ou dentro do solo. Nesse caso os drenos devem ser munidos de filtros, o que encarece muito sua execução. Além disso, com o decorrer do tempo, os filtros podem ficar entupidos e perder assim seu efeito. Por isso, o projeto deve prever a possibilidade de limpar ou substituir os filtros.

Desse modo, em caso especial, deverá ser estudado de que forma e com quantas fileiras as cortinas de injeções serão executadas, ou se devem ser eliminadas completamente, deixando-se apenas os furos de drenagem.

As Figs. 6.2 e 6.3 mostram cortinas de injeções executadas em duas barragens altas.

## 6.2.5 TRATAMENTO DO SOLO DE FUNDAÇÃO

### 6.2.5.1 Injeções

Nos locais previstos para a construção da barragem onde a rocha firme está coberta por uma camada de aluviões, entulhos e outros solos que por sua grande espessura não podem ser removidos, o tipo indicado é a barragem de terra ou de enrocamento. Obviamente, nesses casos, o tratamento do subsolo é diferente dos métodos aplicados na fundação em rocha. As solicitações específicas da fundação exigidas pelo peso da barragem são muito menores e, por isso, injeções de consolidação são desnecessárias, salvo em raríssimos casos excepcionais.

Camadas superficiais de pouca resistência à compressão, que provocariam grandes e incontrolláveis recalques ou que contenham materiais orgânicos, devem ser removidas até chegar às camadas compactas.

As injeções de impermeabilização, mesmo com efeito apenas parcial, nesses casos, são de maior importância, não somente para diminuir as perdas d'água ou a subpressão exercida sobre as construções, mas também para evitar ou diminuir a percolação subterrânea ligada ao perigo de lavagem dos materiais finos e ao perigo de enfraquecimento da fundação.

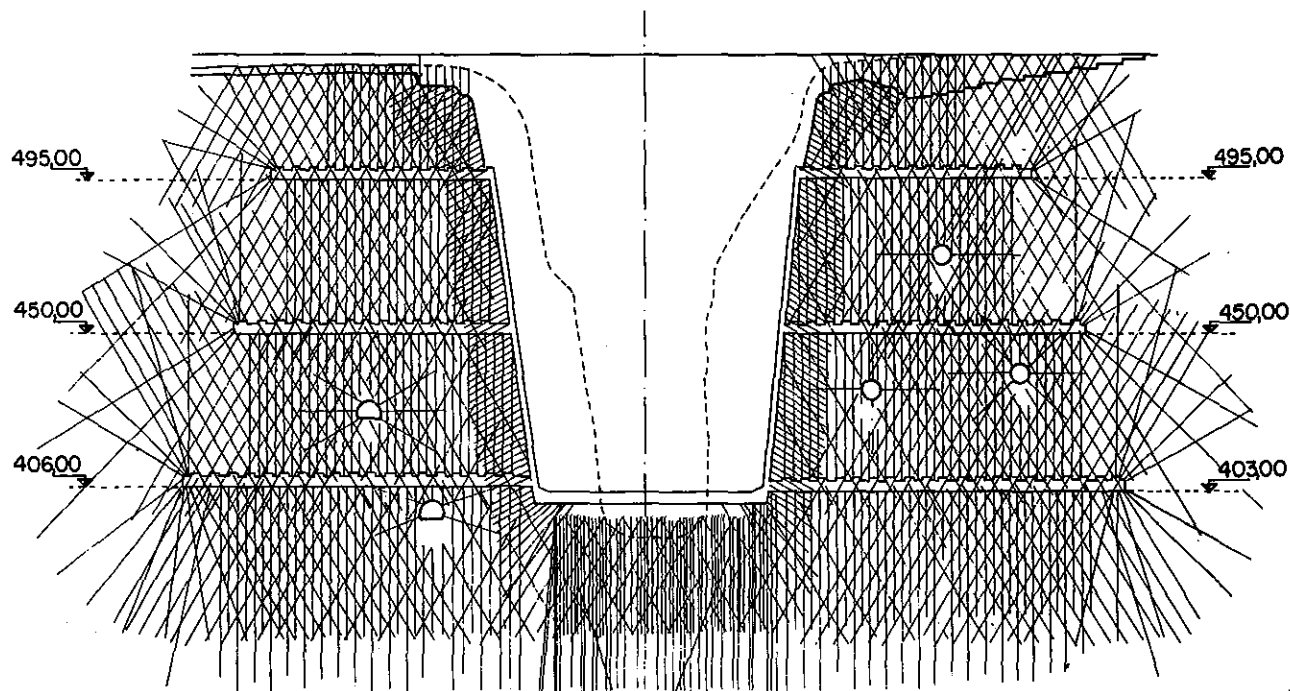
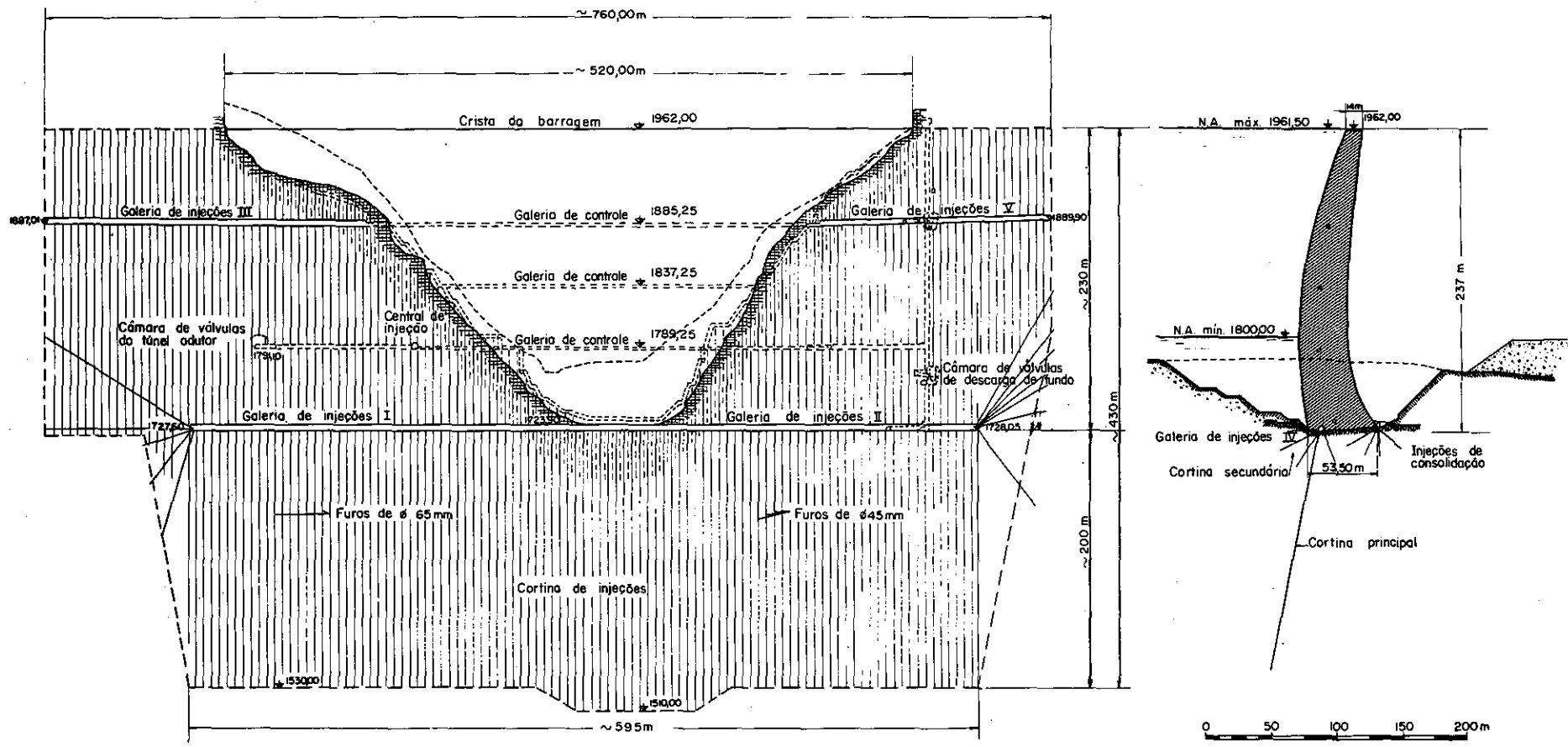
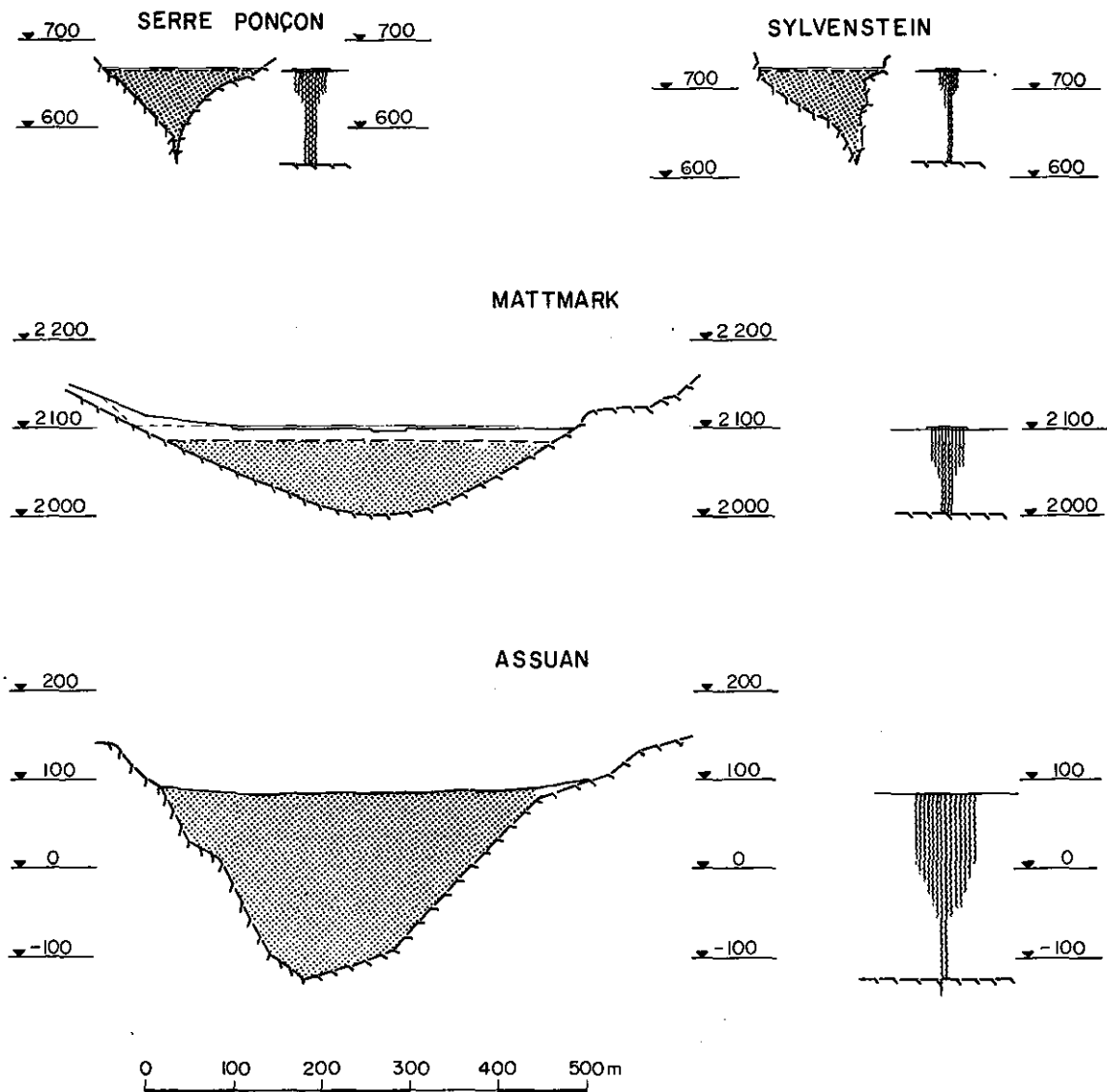


Figura 6.2 Cortinas de injeções executadas na região da construção de uma barragem alta



**Figura 6.3** Cortinas de injeções executadas para uma barragem do tipo de abóbada, vendo-se as galerias de injeções e de controle e a indicação da cortina principal



**Figura 6.4** Cortinas de injeções executadas em quatro barragens construídas na França, Alemanha, Suíça e Egito

A Fig. 6.4 mostra as cortinas de injeção de quatro barragens executadas na França, na Alemanha, na Suíça e no Egito, e a Fig. 6.5, a planta e o corte longitudinal da barragem de Mattmark (Suíça). As cortinas penetram nos aluviões ou no material de morenas glaciais até a rocha sã, à profundidade de até 200 m. Na parte inferior existem de duas a quatro fileiras, número este que aumenta até 14 nas zonas mais altas, como em Assuã. Essa disposição é devida às características do solo, pois o material das partes mais baixas é geologicamente mais velho e portanto mais compacto e menos permeável. Além disso, o caminho para a água eventualmente percolando é bastante comprido, de modo que, por causa do gradiente pequeno, a velocidade será reduzida, afastando o perigo de lavagem das partículas finas.

O método de injeção conforme o material a ser aplicado, a distância entre os furos e outros detalhes devem ser determinados por extensos ensaios no campo e no laboratório. Essas pesquisas devem ser confiadas a uma entidade especializada e com grande experiência nesse campo de atividades. Deve ser pesquisado o com-

portamento dos materiais a serem injetados relativamente a sua impermeabilidade, sua resistência à erosão pela água e a sua compressibilidade. Para as injeções se usam cimento, argila, bentonita e aditivos químicos. O cimento tem o grão mais grosso e não entra nos espaços finos entre os grãos do solo a ser impermeabilizado, assim deve ser misturado com argila. Para as cavidades mais finas pode ser usada argila, depois bentonita e finalmente produtos químicos.

A Fig. 6.6 mostra a granulometria do solo e dos materiais injetados para três das barragens acima citadas. As curvas referentes ao cimento mostram certa diferença na consistência granulométrica, mas a variação da composição da argila é maior, e a argila mais gráuda era disponível em Mattmark. Esse fato levou à aplicação da bentonita. Outro fato muito importante é que areias finas, de composição mais ou menos uniforme, não podem ser injetadas, porque os vazios entre os grãos da areia são tão finos, que nem a bentonita pode penetrar.

Fizemos essas observações para demonstrar a complexidade desse problema, o que torna indispensável a

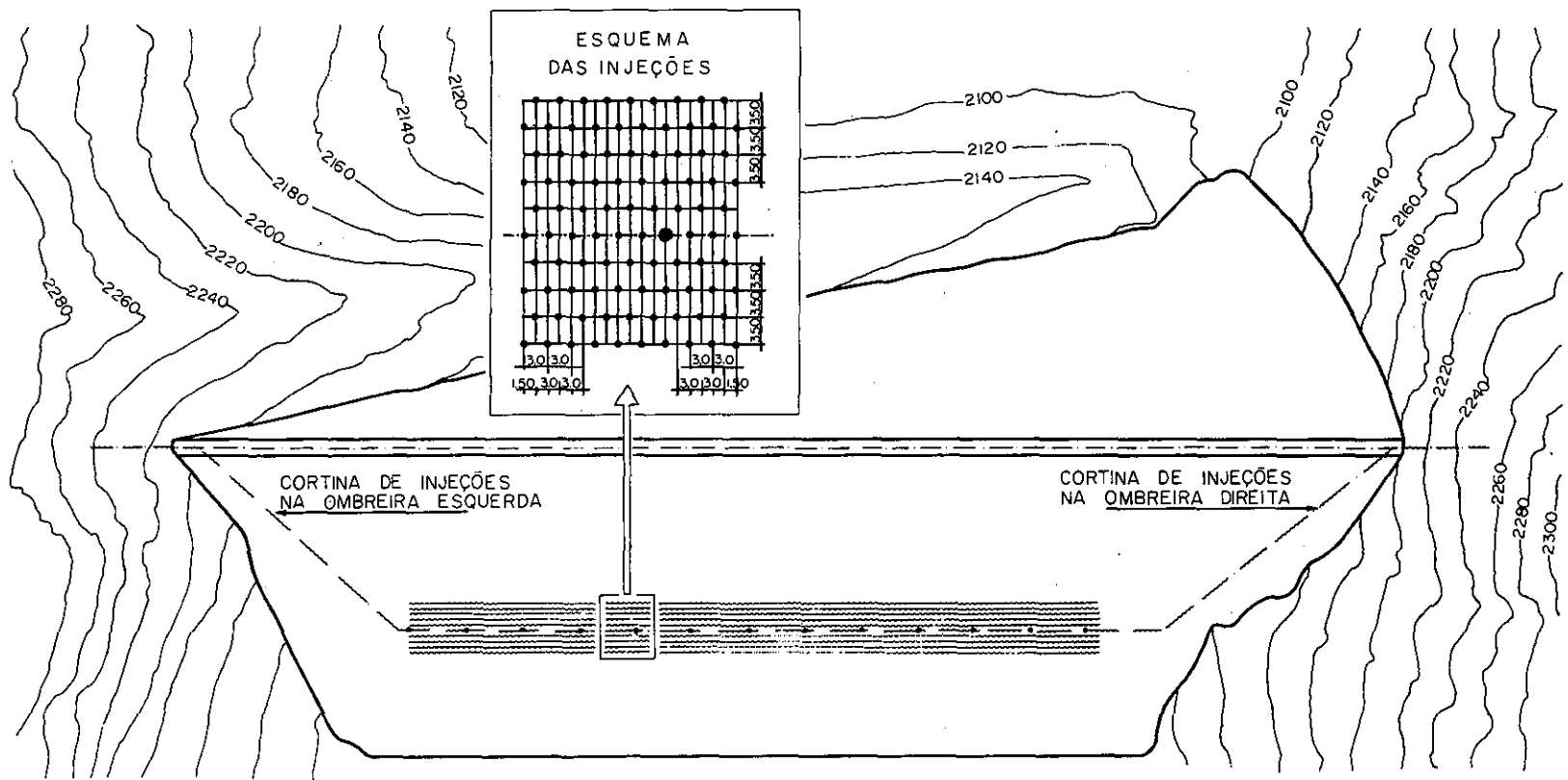
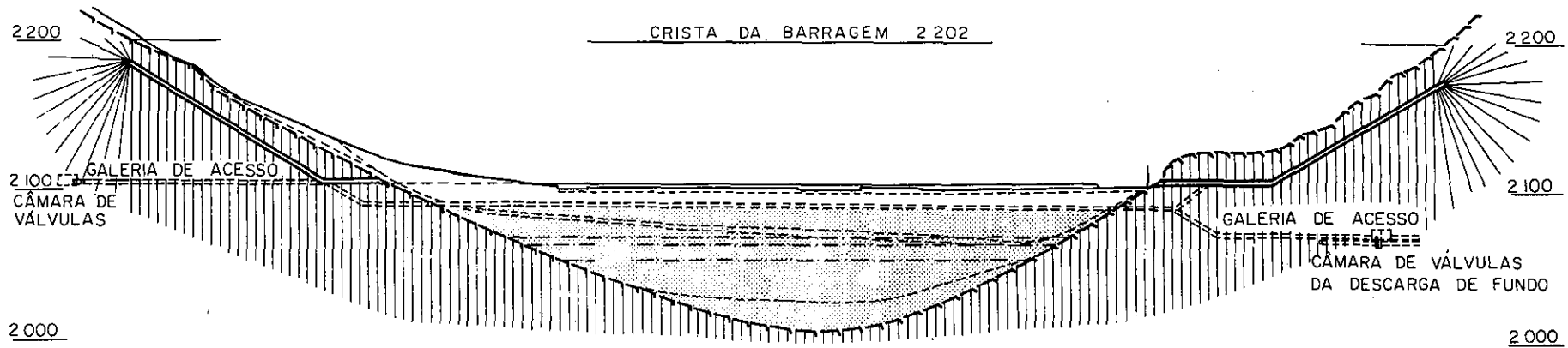


Figura 6.5 Cortinas de injeções executadas para a barragem de Mattmark, na Suíça, mostrando o esquema usado na fundação

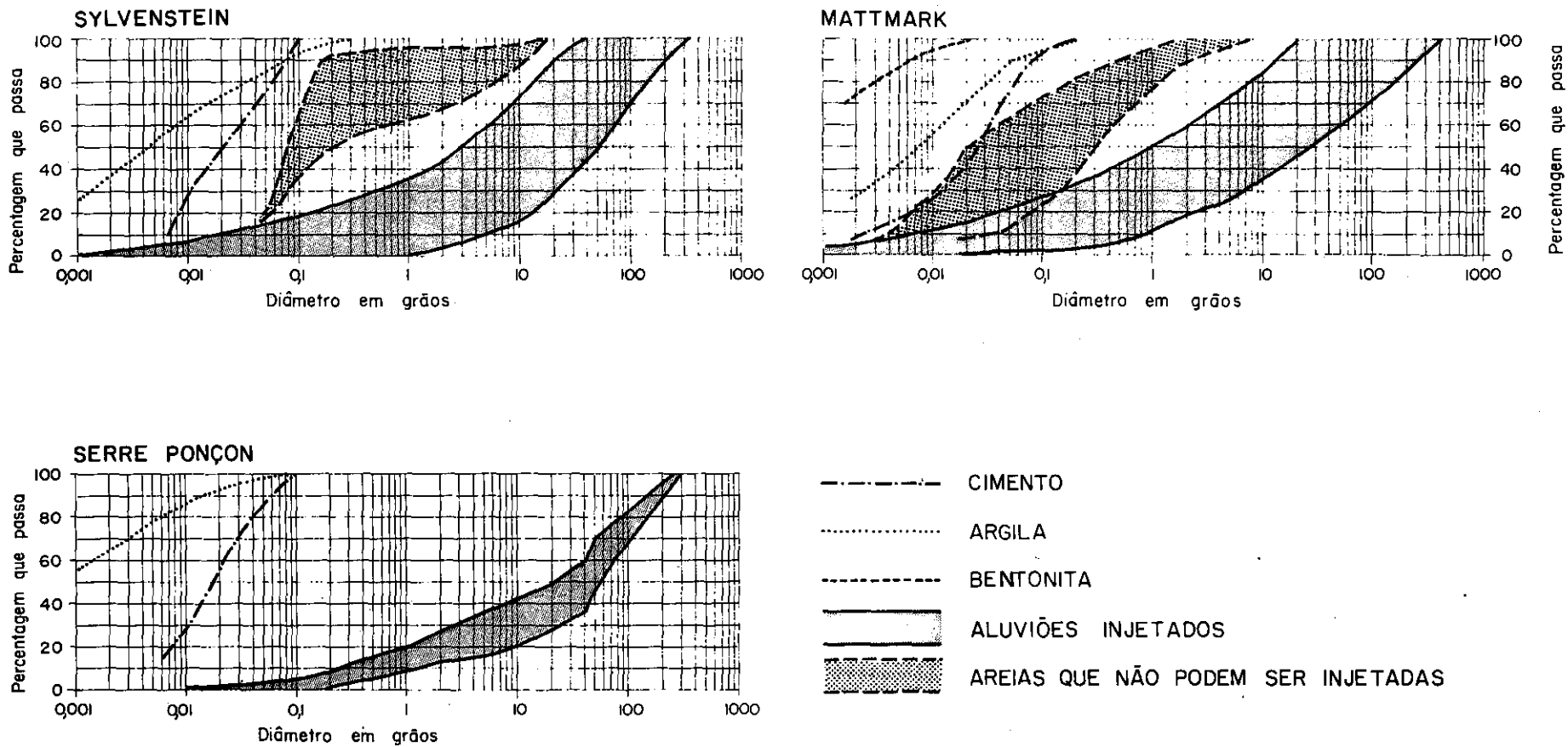


Figura 6.6 Granulometria do solo e dos materiais injetados nas barragens de Sylvenstein, Mattmark e Serre Ponçon

colaboração de um técnico ou de uma empresa especializada nesses assuntos. Porém o projeto deve prever, em princípio, tais obras e as pesquisas necessárias, que são de considerável importância para o custo da obra e sua viabilidade econômica.

A drenagem do solo se usa raramente. Drenos em forma de furos devem ser munidos de filtros para impedir a lavagem das partículas finas do solo. Os furos são executados com diâmetro relativamente grande e no centro do furo coloca-se um tubo perfurado envolto em tela metálica ou de fio plástico. Os espaços entre o tubo de drenagem e as paredes do furo são cheios com material filtrante. Os drenos têm a desvantagem de poderem aumentar a percolação e a velocidade da água, dando à linha de pressão inclinação mais forte.

Geralmente as injeções são executadas depois da escavação do material frouxo, até o nível previsto no projeto, e antes do começo do aterro da barragem. Em casos excepcionais, constrói-se debaixo do núcleo impermeável uma galeria de inspeção, da qual podem ser realizadas as injeções *a posteriori*, de modo que o cronograma das construções possa ser encurtado.

## 6.2.6 BARRAGENS DE CONCRETO

### 6.2.6.1 Esforços atuantes

Sobre a barragem podem atuar os seguintes esforços principais.

#### 1. Esforços verticais:

- o peso do corpo da barragem,
- o peso d'água atuando sobre planos inclinados da barragem,
- a pressão d'água no plano de fundação (em direção contrária a dos esforços a e b),
- pressão intersticial d'água no concreto,
- esforços provenientes de terremotos.

#### 2. Esforços horizontais:

- a pressão d'água no reservatório,
- a pressão d'água de jusante,
- esforços provenientes das ondas no reservatório,
- esforços provenientes de uma camada de gelo no reservatório (quando houver essa possibilidade),
- empuxo do lodo decantado,
- esforços provenientes do atrito,
- esforços provenientes de terremotos.

O peso da barragem (1.a) depende do peso específico do concreto, que pode ser aumentado usando-se agregado graúdo de cerca de 15 cm. A granulometria do agregado deve ser fixada de modo que se obtenha um concreto o mais denso possível. A vibração do concreto fresco ajuda seu adensamento e reduz a porosidade. Assim, pode-se conseguir facilmente concreto com peso específico de 2,4 t/m<sup>3</sup>.

A pressão d'água no plano de fundação, a subpressão, (1.c) corresponde à altura do nível d'água na represa no paramento de montante e o nível d'água de jusante. A pressão d'água a montante é reduzida, geralmente, por injeções e drenagem. A redução da pressão pela drenagem não pode ser determinada por pesquisas,

no campo, durante a elaboração do projeto. Medições em barragens existentes mostram reduções de 40 a 60%. Entre os dois pontos determinados dessa maneira, a linha de pressão é uma reta.

Se o funcionamento das drenagens não for absolutamente garantido, a estabilidade da barragem deverá ser calculada para a pressão total, porém nesse caso o fator de segurança contra tombamento pode ser igual à unidade. A pressão intersticial d'água no concreto calcula-se da mesma maneira.

Apesar de quase todo o território brasileiro pertencer a uma zona tectonicamente acalmada, salvo, talvez, a região do Alto Amazonas, perto das encostas andinas, aconselha-se levar em conta esforços sísmicos da maneira a seguir.

Redução ou acréscimo de 3% no peso da estrutura, conforme a aceleração seja ascendente ou descendente.

Na direção horizontal de jusante atua uma força inercial

$$F_i = 0,05 (P_c \pm 0,03P_c),$$

onde  $P_c$  é o peso da estrutura;  $F_i$  atua no centro de gravidade da estrutura.

A aceleração sísmica da água no reservatório provoca uma sobrepressão hidrodinâmica oscilante sobre a frente vertical ou inclinada da barragem, que pode ser calculada pela fórmula de Westergaard:

$$p = \frac{0,817 \cdot a \cdot \sqrt{Hh}}{\sqrt{1 - 7,74 \left(\frac{H}{1000T}\right)^2}},$$

onde

- $p$  = sobrepressão horizontal, em metros, na profundidade  $h$ , em metros, debaixo da superfície da água,  
 $a$  = fator da aceleração sísmica ( $=0,05$ ),  
 $H$  = profundidade total d'água,  
 $T$  = período da pulsação sísmica ( $T = 1$  s correspondente à frequência de 1 Hz).

Com os valores indicados a fórmula tem a forma

$$p = \frac{0,817 \sqrt{Hh}}{\sqrt{1 - 7,74 \left(\frac{H}{1000}\right)^2}}$$

No fundo do reservatório,

$$h = H$$

e

$$p_0 = \frac{0,817H}{\sqrt{1 - 7,74 \left(\frac{H}{1000}\right)^2}}$$

A força total acima de um corte horizontal na profundidade  $h$  é

$$S = \frac{2}{3} ph,$$

que atua na altura  $\frac{2}{3}h$  acima do corte, e o momento exercido por essa força é

$$M = \frac{4}{15} ph^2.$$



Para um corte no fundo do reservatório,

$$S = \frac{2}{3} \rho_0 \cdot H$$

$$M = \frac{4}{15} \rho_0 H^2.$$

No Brasil não existe o perigo de se formar uma camada de gelo, na superfície do reservatório, com espessura que possa provocar empuxo considerável sobre a barragem.

A profundidade  $h_s$  da camada de lodo decantado pode ser avaliada em 10% da altura da barragem, e o empuxo atuando em um terço da altura  $h$  da camada. Calcula-se o empuxo em repouso com

$$E_s = \frac{f_s \cdot h_s^2}{2} \cdot (1 - \text{sen } \phi)$$

$f_s$  = peso específico do material submerso, para silte pode ser admitido igual a 950 kg/m<sup>3</sup>,  
 $\phi$  = ângulo de atrito interno, avaliado em 30°.

Com esses valores,

$$E_s = 237,5 \cdot h^2.$$

Os esforços produzidos pelas ondas (2.c) dependem de sua altura, que por sua vez está relacionada com a área do reservatório adjacente à barragem, orientada na direção do vento. Algumas fórmulas estabelecem uma simples relação entre a altura das ondas e o comprimento de uma reta traçada, na direção do vento, que liga o local da barragem com a margem oposta do reservatório. Se não se conhece a direção dos ventos mais fortes, escolhe-se a reta mais comprida.

Com base em pesquisas em barragens existentes, foi elaborado e publicado um método que leva em conta vários fenômenos, que podem influir na formação das ondas\*. A seguir será descrito sumariamente esse método.

O primeiro passo do cálculo consiste na fixação da influência da forma do reservatório sobre a altura das ondas, apresentada pelo comprimento efetivo,  $L_e$ , da reta traçada, na direção do vento, entre o local da

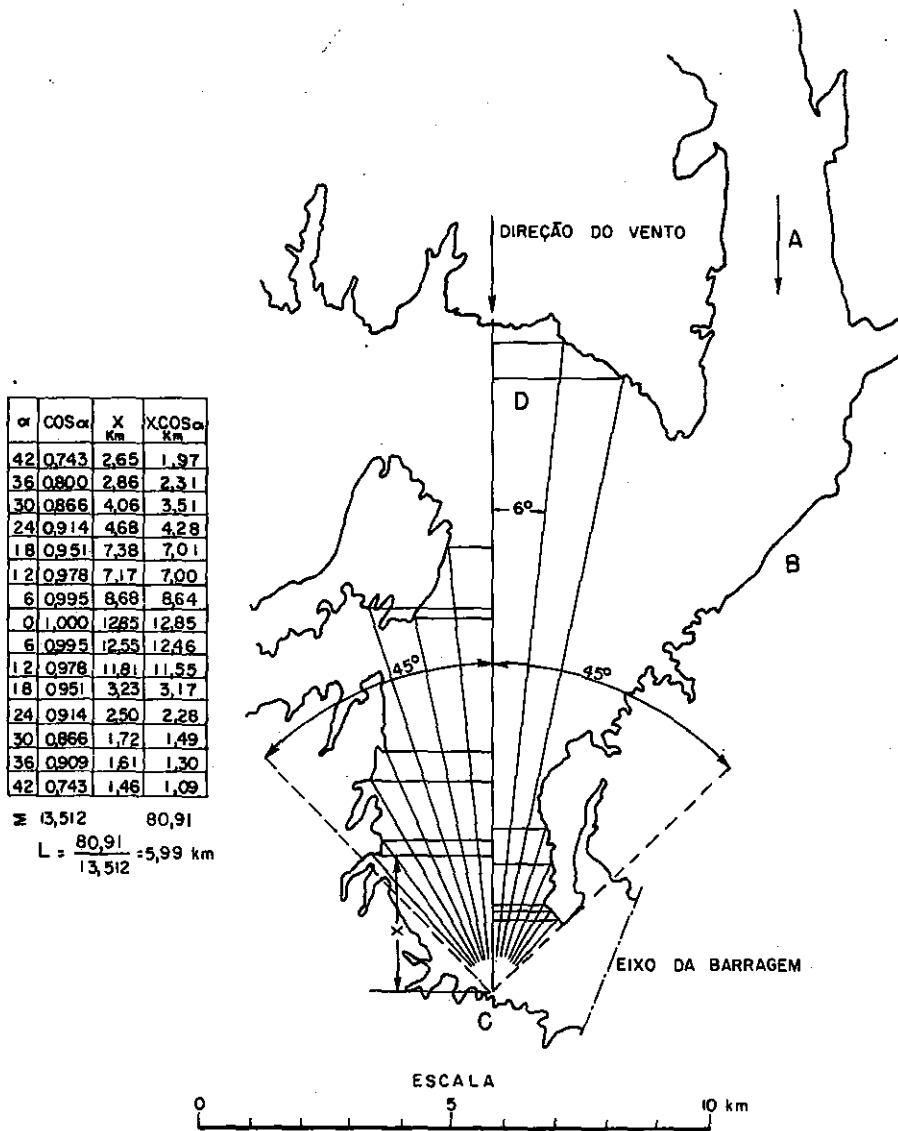


Figura 6.7 Método para o cálculo dos esforços produzidos pelas ondas que podem atuar em uma barragem

\*Proceedings of the American Society of Civil Engineers: "Free-board Allowances for Waves in Inland Reservoirs", maio de 1962

Ventos na direção efetiva da área de influência		Características das ondas na água profunda (comprimento efetivo 7,5 milhas)							Subida das ondas no talude da barragem (talude 1:2 1/2; nível d'água normal 173,0')				
Velocidade média do vento milhas/hora		Duração mínima necessária para a formação das ondas	Altura das ondas $H_s$ em pés (Fig. 6.12)	Período $T_s$ das ondas (s)	Comprimento $L_s$ das ondas (pés)	Ingrêmitude $H_s/L_s$ (coluna 4/coluna 6)	Relação entre a profundidade do reserv. e o compr. da onda	Elevação do nível d'água pela ação do vento (Fig. 6.10, $D = 73'$ )	Talude liso			Talude com enrocamento	
sobre terra	sobre água								Relação $R/H$ (Fig. 6.11)	$R$ , em pés (coluna 10 x coluna 4)	Subida da onda de altura $H_s$ ( $173' + \text{col. 9} + \text{col. 11}$ )	$R$ em pés (50% da col. 11)	Subida da onda ( $173' + \text{col. 9} + \text{col. 13}$ )
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	*(14)
20	26	96	2,8	3,6	66	0,042	1,1	0,2	2,06	5,8	179,0	2,9	176,1
25	32	88	3,6	4,0	82	0,044	0,9	0,3	2,03	7,3	180,6	3,7	177,0
30	39	80	4,4	4,3	9,5	0,046	0,8	0,5	-2,01	8,8	182,3	4,4	177,9
35	46	76	5,2	4,7	112	0,047	0,7	0,6	2,00	10,4	184,0	5,2	178,8
40	52	71	5,9	4,9	123	0,048	0,6	0,8	1,98	11,7	185,5	3,9	179,7
50	65	65	7,5	5,4	149	0,050	0,5	1,3	1,95	14,6	188,9	7,3	181,6
60	78	60	9,1	5,9	178	0,051	0,4	1,9	1,93	17,6	192,5	8,8	183,7

Figura 6.8 Tabela estabelecida para diversas velocidades de vento

barragem e a margem oposta do lago, que não coincide em geral com o comprimento verdadeiro. A Fig. 6.7 mostra em forma auto-explicativa o método.

De cada lado da linha diretriz que passa em direção do vento pelo ponto a ser estudado, traçam-se raios eqüidistantes até 45°; mede-se a projeção sobre a diretriz do comprimento do raio, entre o centro e a margem oposta, multiplicando-se esse comprimento pelo co-seno do ângulo correspondente. Do total desses produtos, dividido pelo total dos co-senos, resulta o comprimento efetivo que deve ser expresso em milhas pois todos os gráficos estão em medidas americanas.

A tabela da Fig. 6.8, estabelecida para uma barragem nos EUA, mostra a continuação dos cálculos que nesse caso estão executados para várias velocidades do vento. Geralmente poderá ser pré-fixada a velocidade máxima que possa ser atingida na região do reservatório. Então basta a realização do cálculo apenas para essa velocidade. No exemplo, o comprimento efetivo foi verificado em 7,5 milhas e a profundidade média do reservatório em 73 pés.

Comprimento da área de influência (milhas)	0,5	1	2	4	6	8
Relação $\frac{v_{\text{água}}}{v_{\text{terra}}}$	1,08	1,13	1,21	1,28	1,31	1,31

Figura 6.9 Relação da velocidade de vento sobre a terra e sobre a água indicando o comportamento da área de influência

Na primeira coluna encontra-se anotada a velocidade do vento que passa sobre terreno natural. Porém a velocidade do vento passando sobre a extensa área de água do reservatório é maior. A relação entre vento sobre terra e vento sobre água está indicada na tabela da Fig. 6.9, para vários valores de  $L_e$ . Calculados os

valores para o comprimento efetivo  $L_e$  e para a velocidade do vento sobre o reservatório, pode-se verificar a altura significativa das ondas  $H_s$ , o período  $T_s$  e o comprimento das ondas  $L_s$ , que é igual a  $5,12T_s^2$ , com base nos gráficos das Figs. 6.10 e 6.11. As colunas (7) e (8) contêm os valores das relações entre a altura e o comprimento das ondas, e entre a profundidade média do reservatório, na área de influência, e o comprimento das ondas. As equações, para as quais estão traçados os gráficos das Figs. 6.12 e 6.13, valem para ondas em água profunda. O reservatório na área de influência é considerado como profundo, se a profundidade média é maior que um terço ou até a metade do comprimento das ondas.

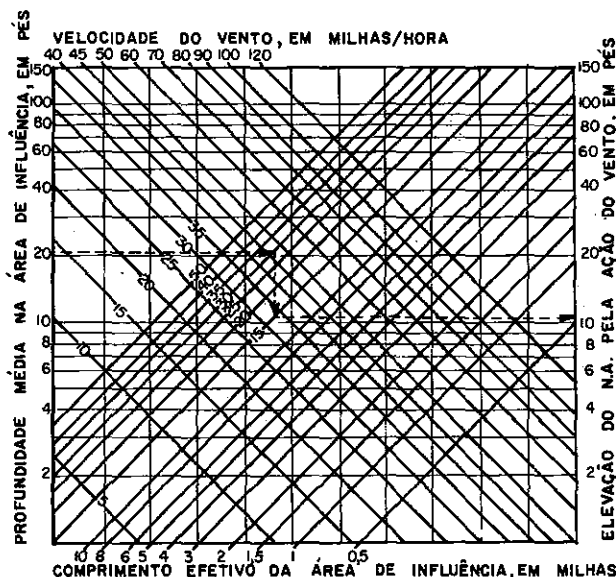


Figura 6.10 Gráfico indicando a altura significativa das ondas

Na coluna (9) é expressa a elevação do nível d'água perto da barragem pela ação do vento. O vento pas-

sando sobre a superfície d'água exerce sobre ela certo atrito e a empurra em sua direção, levantando assim o nível, com um efeito parecido com o da maré. No cálculo deve ser adotado um comprimento da área de influência maior que na avaliação da altura das ondas.

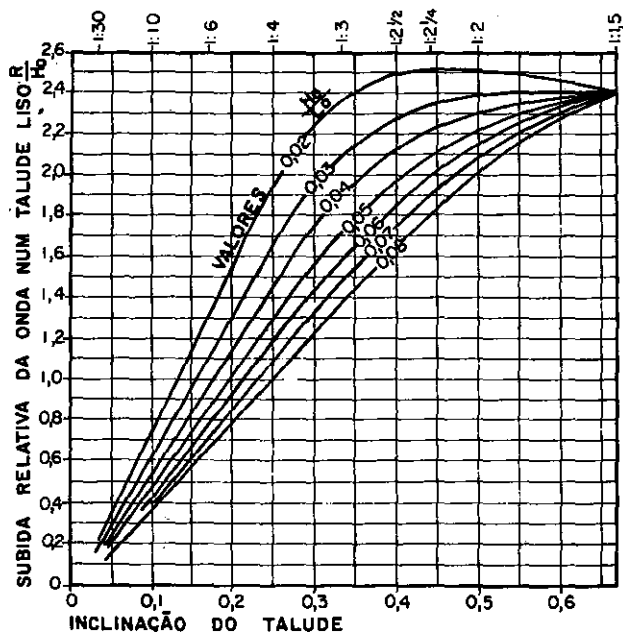


Figura 6.11 Valores da subida relativa da onda num talude liso de acordo com sua inclinação



Figura 6.12 Altura significativa das ondas indicando a duração mínima para sua formação

As ondas formadas no trecho A do reservatório (Fig. 6.7), por exemplo, atingem a beira do lago, assinalado com B, mas não se propagam até o ponto C. Porém o nível d'água no ponto D, ponto de partida para os cálculos da altura das ondas no ponto C, terá a mesma cota que no ponto B. Por isso, na avaliação do nível d'água, a extensão do trecho A, em direção do vento, deve ser somada à distância CD.

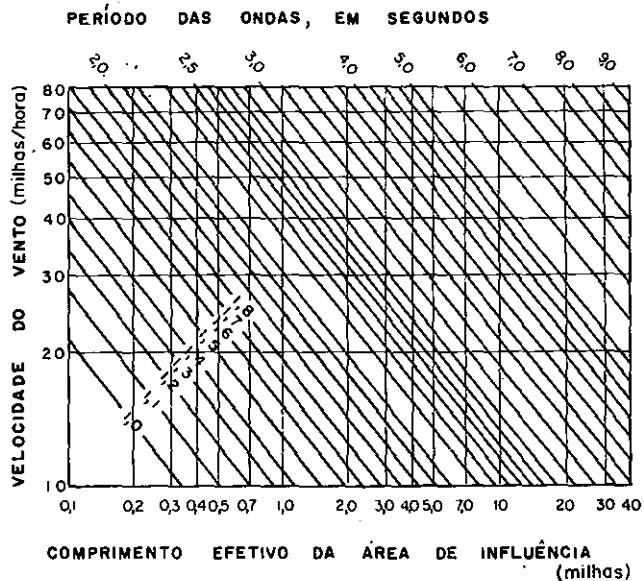


Figura 6.13 Período das ondas, em segundos, em função da velocidade do vento e do comportamento efetivo da área de influência

Nas colunas de (10) a (14), está calculada a subida das ondas no talude da barragem, que depende da inclinação e da permeabilidade da superfície. O talude liso facilita a subida, enquanto que um talude com enrocamento quebra a onda por sua rugosidade e permeabilidade, debilita assim, seu impacto.

Os seguintes valores do fator de atrito (2.f), entre o concreto da barragem e alguns materiais do solo de fundação, podem ser adotados para os primeiros estudos:

rocha sã, limpa com superfície irregular	0,8,
rocha com fendas e estratificação	0,7,
cascalho e areia grossa	0,4,
areia	0,3,
xistos	0,3.

Para silte e argila devem ser feitos ensaios especiais.

Em todos os reservatórios, deposita-se lodo em frente das barragens. Nos reservatórios pequenos, essa sedimentação é maior que nas barragens com grande reservatório, onde o lodo se deposita já na desembocadura dos rios. Porém, no decorrer do tempo, o lodo alcança, também, o local da barragem. Por outro lado, pode-se constatar que o lodo pouco a pouco se compacta, formando uma massa densa, com ângulo de atrito interno muito grande, exercendo, assim, empuxo muito pequeno sobre a barragem.

No Brasil, existem poucas medições da quantidade do sólido transportado pelos rios, que muda com a estação do ano e com a quantidade e intensidade das chuvas. Porém, mesmo conhecendo esses dados, é difícil calcular a quantidade que decanta ao longo do reservatório, e quanto tempo precisaria para chegar até a barragem.

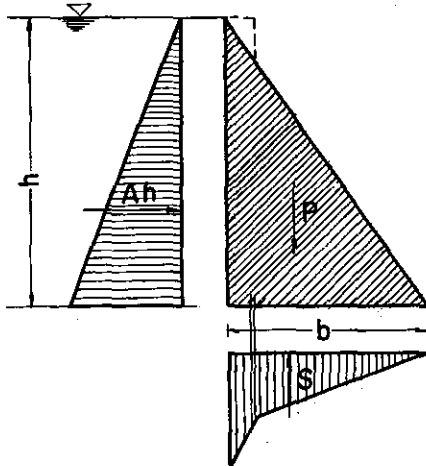
A influência do empuxo do lodo sobre a estabilidade das barragens altas é desprezível, porém, em barragens de pequena altura, deverá ser levada em con-

sideração. Quando faltam dados exatos sobre as qualidades físicas do lodo, o Bureau of Reclamation aconselha tratá-lo como uma suspensão, exercendo pressão hidrostática no sentido horizontal de um fluido com peso específico de cerca de  $1\,300\text{ kg/m}^3$ .

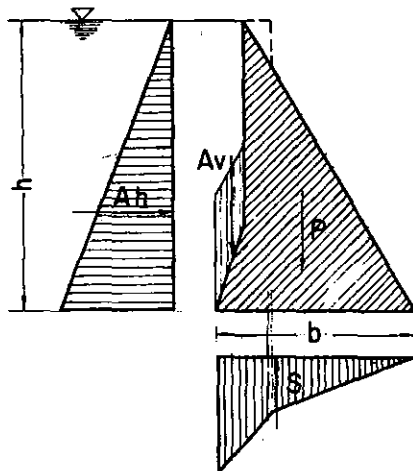
### 6.2.6.2 Barragens de gravidade

Chamamos barragens de gravidade todas aquelas cuja estabilidade é garantida principalmente pelos esforços de gravidade.

O perfil transversal clássico para esse tipo de barragem é o triangular, tendo o vértice oposto ao menor cateto na altura do nível d'água máximo, acrescido de uma construção retangular, que forma a crista da barragem. O paramento de montante é vertical, ou tem pequena inclinação, aumentando a largura da base, porque, com o reservatório vazio, a resultante dos pesos do triângulo e do retângulo acima mencionado cai teoricamente fora do núcleo.



(a) Forma primitiva



(b) Forma desenvolvida

**Figura 6.14** Barragens de gravidade

Levando em conta a pressão d'água contra a face de montante da barragem, o peso do concreto e a

subpressão, todos em forma triangular, como mostra a Fig. 6.14(a) e desprezando os outros esforços de menor importância, pode-se deduzir facilmente que a inclinação de jusante deve ser

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{\gamma_c - m},$$

para que a resultante fique dentro do núcleo de inércia. Nessa fórmula,  $\gamma_c$  é o peso específico do concreto e  $m$  um fator de redução, levando-se em conta a subpressão cujo valor varia de um máximo equivalente à coluna d'água, acima do corte horizontal a montante, até zero, no parâmetro de jusante.

É óbvio que o volume da barragem é tanto menor, quanto maior são o peso específico do concreto e o fator de redução da subpressão. A subpressão pode agir no plano de fundação e dentro do concreto da barragem. O fator  $m$  então significa a porcentagem dos poros no concreto ou no contato entre o concreto e a rocha de fundação, dentro dos quais possa atuar a pressão d'água. Pesquisas executadas por diversos autores mostraram que, sem dispositivos especiais previstos para diminuir a subpressão, o fator  $m$  deve ser cerca de 1,0.

Inúmeras barragens são construídas com inclinação de 0,75 na horizontal para 1 na vertical. Da fórmula indicada resulta que, com o peso específico do concreto igual a  $\gamma_c = 2,2\text{ t/m}^3$ , o fator  $m$  é igual a 0,4, e com  $\gamma_c = 2,4\text{ t/m}^3$ ,  $m$  é igual a 0,6.

Para se obter a redução do fator  $m$  de 1,0 para 0,6 ou 0,4, devem ser adotadas medidas especiais. O meio mais eficaz nesse sentido é a drenagem. Com essa finalidade se executa, perto do pé de montante da barragem e imediatamente a jusante, a cortina de injeções de impermeabilização, uma fila de furos, como descrito no item 6.2.5, que desemboca numa galeria de drenagem.

Muitas medições da pressão d'água, no plano de fundação, executadas e publicadas principalmente pelo Bureau of Reclamation e pela Tenessy Valley Authority, confirmaram a eficiência da drenagem. Na barragem de Hiawassee, por exemplo, a pressão fica na altura do nível d'água de jusante, em todo o trecho a jusante da fila dos drenos. Nas outras barragens, a linha de pressão fica abaixo da linha que liga o ponto que corresponde a 50% da pressão total teórica no local dos drenos com o ponto da pressão correspondente ao nível d'água de jusante.

As pressões intersticiais no concreto estão sujeitas às mesmas regras, isto é, a pressão correspondente à altura do nível d'água, acima do plano considerado na face de montante, é zero na face de jusante da barragem. Prevendo-se furos de drenagem perto da face de montante da barragem, pode-se reduzir do mesmo modo a pressão intersticial na fundação.

No cálculo da estabilidade, consideram-se geralmente válidas as leis de Hook e Navier, estabelecendo-se a proporcionalidade das deformações às solicitações e a conservação das seções planas. Sob estas condições e com drenagem eficaz tanto do plano de fundação, quanto do corpo de concreto da barragem, as solicitações de uma seção triangular com altura de 100 a 150 m ficam na ordem de 26 a 40  $\text{kg/m}^2$  e as solicitações por cisalhamento ficam, também, dentro dos limites admissíveis para um concreto de boa qualidade, com 150 a 180 kg de cimento por metro cúbico.

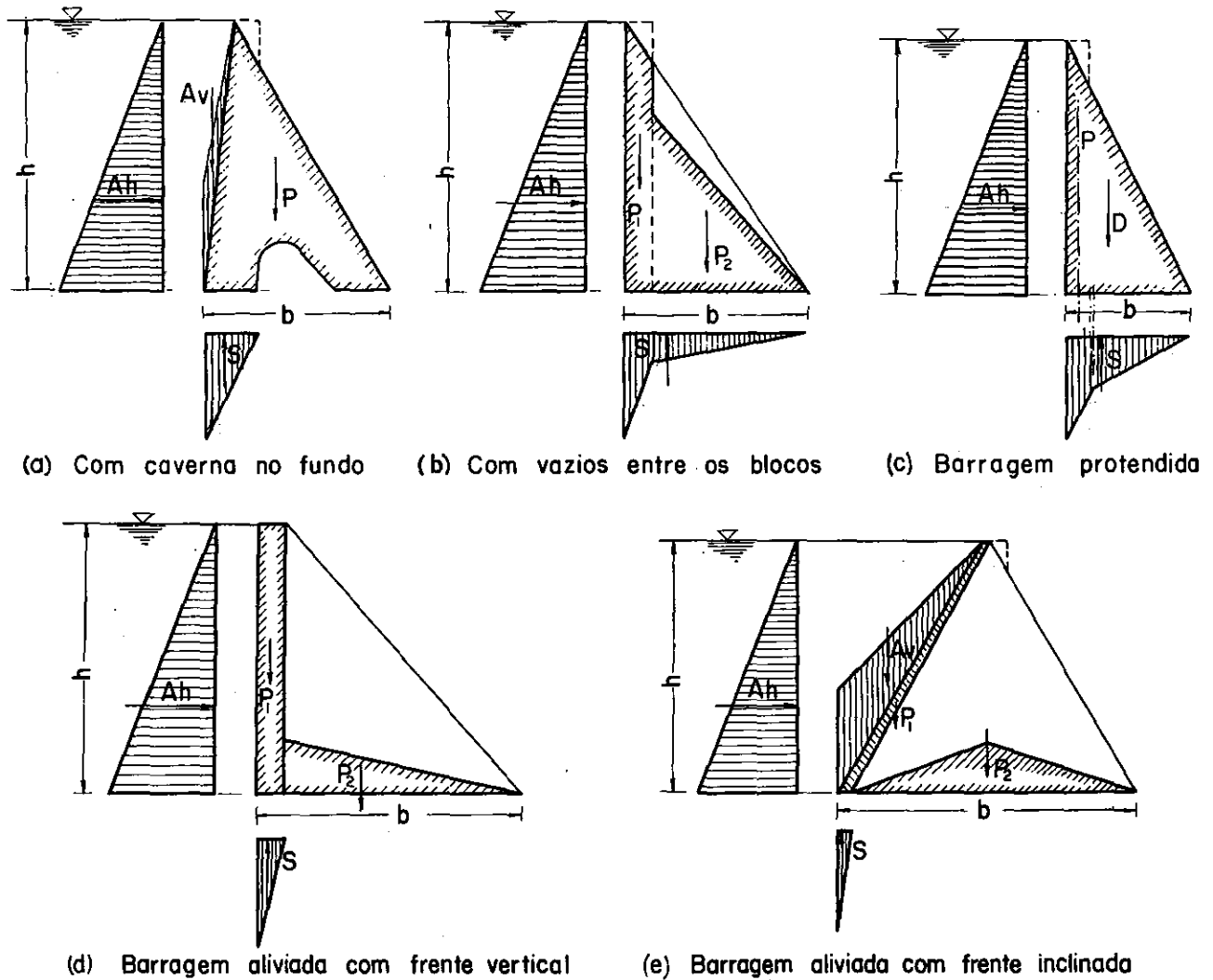


Figura 6.15 Barragens de gravidade aliviadas

Por isso, para o primeiro projeto de uma barragem de concreto, de até cerca de 100 m de altura, não é necessário executar um cálculo estático detalhado. Basta adotar a face de montante aproximadamente vertical, a face de jusante com inclinação de 0,75/1,0 e prever drenagens suficientes.

Para barragens de altura maior devem ser executados cálculos exatos e também pesquisas sobre a distribuição das pressões num modelo reduzido, porque é duvidoso que se possa aplicar em seções tão grandes a hipótese de Navier. A Fig. 6.17 mostra o perfil da Hoover Dam, construído entre 1931 a 1935.

Com a intenção de diminuir o volume de concreto, abandonou-se nos projetos de barragens com altura de menos de 150 m a seção meramente triangular. Acrescenta-se no pé da face de montante um pequeno triângulo, como mostra a Fig. 6.14(b), que, com seu peso próprio e a componente vertical da pressão d'água agindo sobre esse triângulo, força a resultante mais para montante, e possibilita, assim, a redução da inclinação de jusante. A economia de concreto resultante dessa redução é maior que o volume do pequeno triângulo.

A Fig. 6.18 mostra a seção transversal de uma barragem construída na Itália, depois da segunda guerra

mundial. Note-se que o triângulo de montante é relativamente alto e a relação da largura da base pela altura é 0,85/1,0, porque as Normas Italianas admitem um fator de redução da subpressão de apenas 0,75 a 1,0.

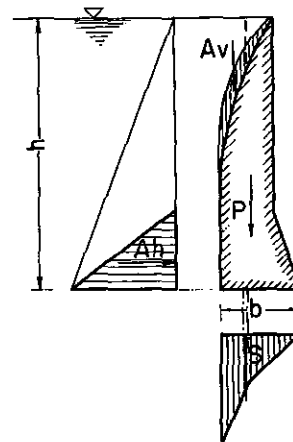
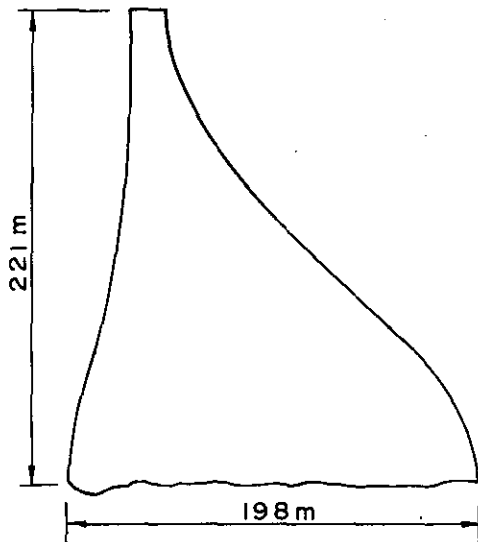
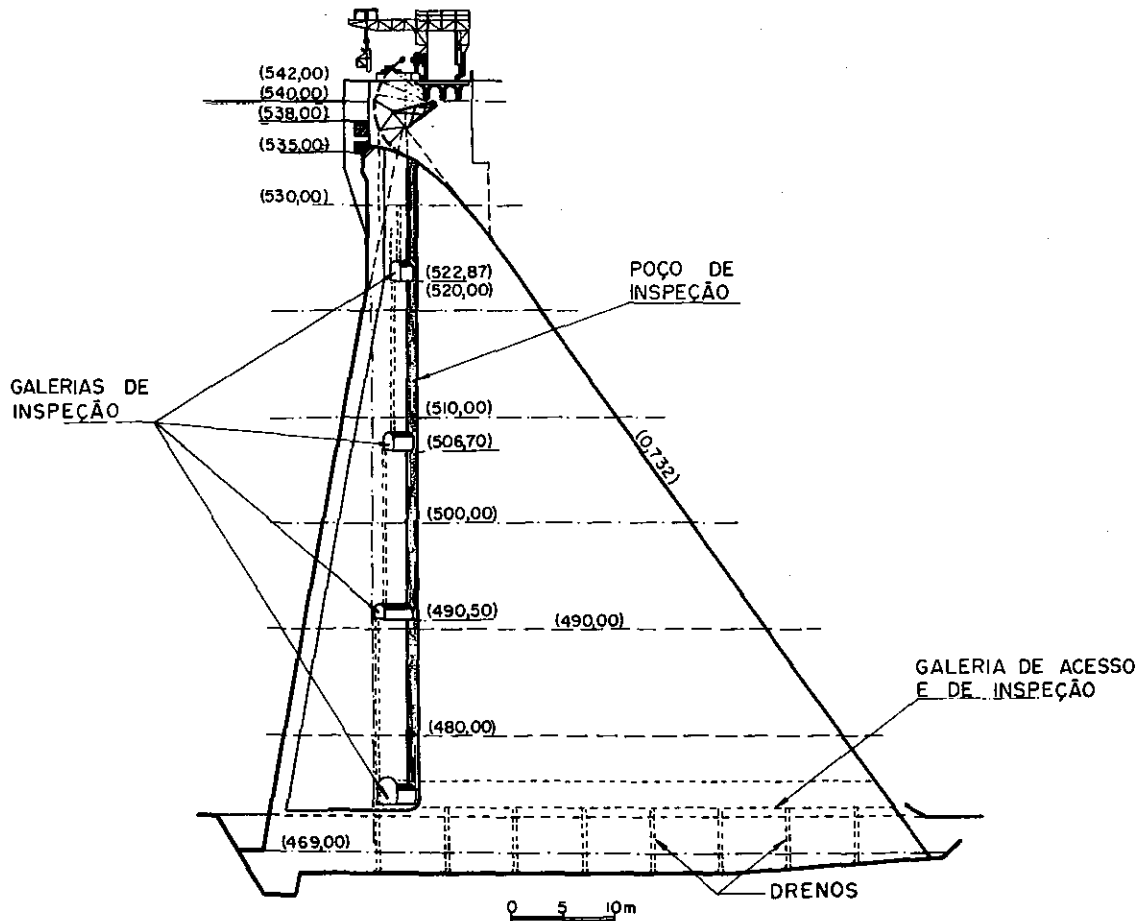


Figura 6.16 Barragem de abóbada



**Figura 6.17** Perfil da Hoover Dam, com 221 m de altura, construída entre 1931 e 1935

É de grande importância uma drenagem eficiente tanto na fundação, quanto no próprio corpo da barragem, para economizar concreto. Além da galeria perto da fundação, podem ser previstos outras galerias horizontais, em distância vertical, de cerca de 15 a 20 m, ligadas por furos de drenagem. A Fig. 6.18 dá um exemplo da disposição de um bom sistema de drenagem.



**Figura 6.18** Barragem, construída na Itália, notando-se a inclinação de montante e a drenagem eficiente

Para se evitarem fissuras irregulares do concreto provocadas pela retração, a barragem é dividida, ao longo de seu eixo, em blocos de cerca de 15 m, por juntas verticais de dilatação que devem estender-se da rocha de fundação até a crista. As juntas são fechadas por meio de vedações paralelas à face de montante da barragem. No passado, essas vedações eram feitas de chapas de cobre em forma de Z ou de U. Atualmente, usam-se em geral vedações de plástico ou de borracha sintética do tipo *Fugenband*. Com o progresso da concretagem, a vedação deve ser emendada, nas chapas de cobre, por soldagem, e nos *Fugenband*, por colagem. Na concretagem, as chapas de cobre são facilmente danificadas e as emendas são precárias. Por sua estabilidade, o *Fugenband* é mais resistente e as emendas são mais fáceis de executar.

A jusante da vedação, numa distância adequada, são dispostos, nas juntas, poços que possibilitam o controle do funcionamento das vedações e que servem simultaneamente para drenagem da água que, eventualmente, transpuser a junta.

A escavação para a fundação deve ser feita evitando-se degraus com cantos agudos, que provocam fissuras no concreto. Em cada bloco da barragem, a fundação deve ser plana ou inclinada em direção transversal ao vale. Caso as encostas do vale sejam muito íngremes, de modo que a escavação dos planos seja antieconômica, aconselha-se localizar eventuais degraus na escavação sob as juntas de dilatação.

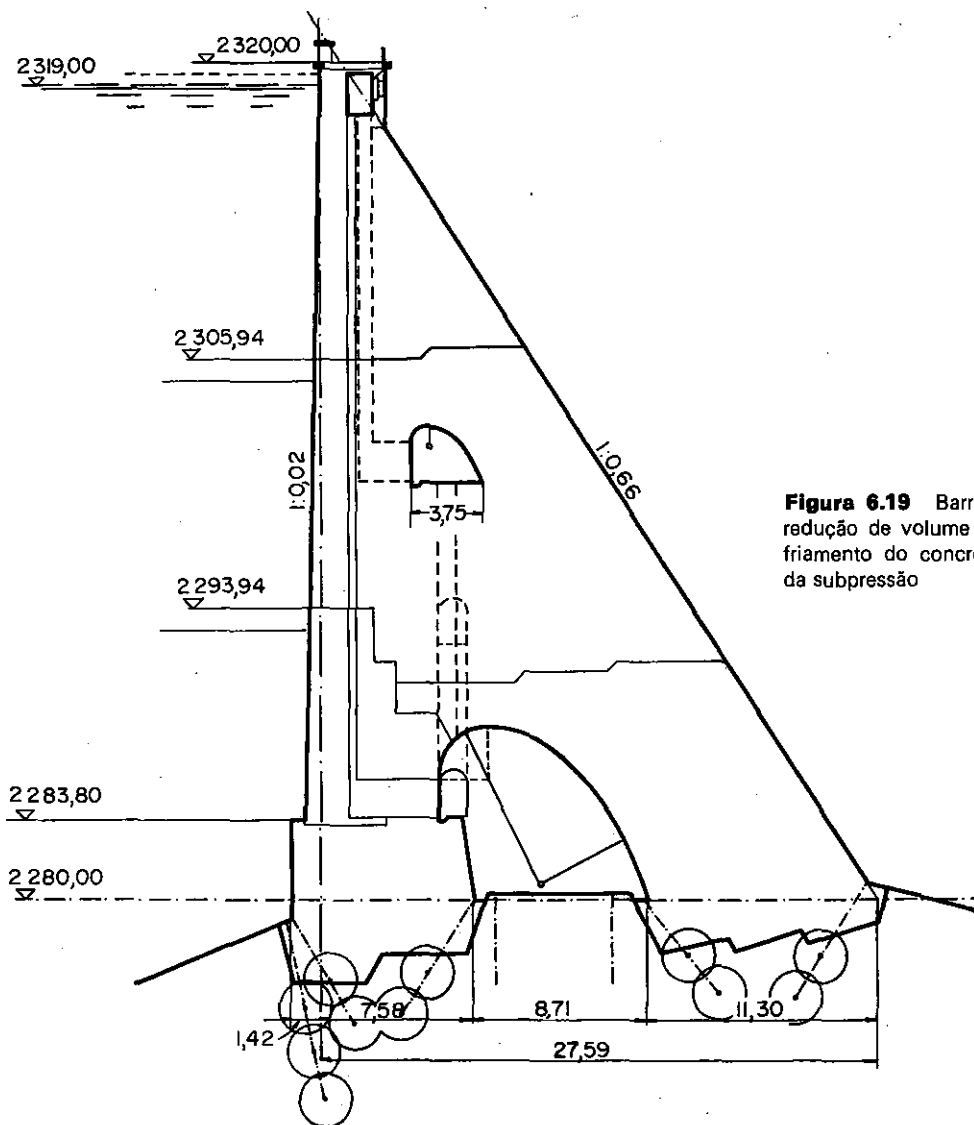
Já no projeto, deve-se levar em consideração que a concretagem se executa em camadas de cerca de 1,5 m de altura, com uma área de cerca de 15 x 15 m. Entre uma e outra concretagem de camadas vizinhas, nos sentidos horizontal e vertical, devem passar quatro a cinco dias, para que haja o resfriamento do bloco, que devido ao calor de hidratação do cimento alcança temperaturas elevadas.

### 6.2.6.3 Barragens de gravidade aliviadas

Nas barragens de gravidade maciças, o concreto está mal aproveitado porque as solicitações são muito menores que a resistência do concreto. Volumes e pesos grandes de concreto são necessários para garantir a estabilidade da construção. Por essa razão, é compreensível que projetistas busquem formas da seção transversal mais econômicas. Assim, foram propostas soluções como as apresentadas na Fig. 6.15 (a) e (b). Na barragem da Fig. 6.19, construída na Suíça, numa altitude de 1 700 m, as juntas de dilatação dentro do corpo da

barragem foram alargadas para 3 m. Além da redução do volume da barragem, as juntas abertas facilitam a drenagem e o resfriamento do concreto, e reduzem simultaneamente a área sobre a qual pode agir a subpressão. No projeto da barragem da Fig. 6.20, construída na Áustria, numa altitude de 2 300 m, essas vantagens são ainda maiores: a caverna no fundo, em conjunto com os furos de drenagem executados em sua fundação, eliminam completamente a subpressão na parte jusante, de modo que resulta o esquema dos esforços atuantes delineado na Fig. 6.15 (a); assim, é economizado o concreto da área da caverna e da face de jusante.

Com a evolução da técnica, o próximo passo foi o de diminuir mais ainda a espessura dos blocos e aumentar o espaço entre eles, formando assim pilares isolados com cabeças alargadas na face de montante, como mostra a Fig. 6.21. O idealizador desse tipo, o engenheiro Nötzli, projetou os pilares em forma retangular com frente de montante vertical e cabeças cilíndricas, de forma que a resultante da pressão d'água passasse pelo eixo do pilar e existissem teoricamente somente pressões em toda a construção, sem flexões. Nos projetos posteriores, as cabeças receberam forma



**Figura 6.19** Barragem, construída na Suíça, com redução de volume e drenagem para facilitar o resfriamento do concreto e reduzir a área de atuação da subpressão

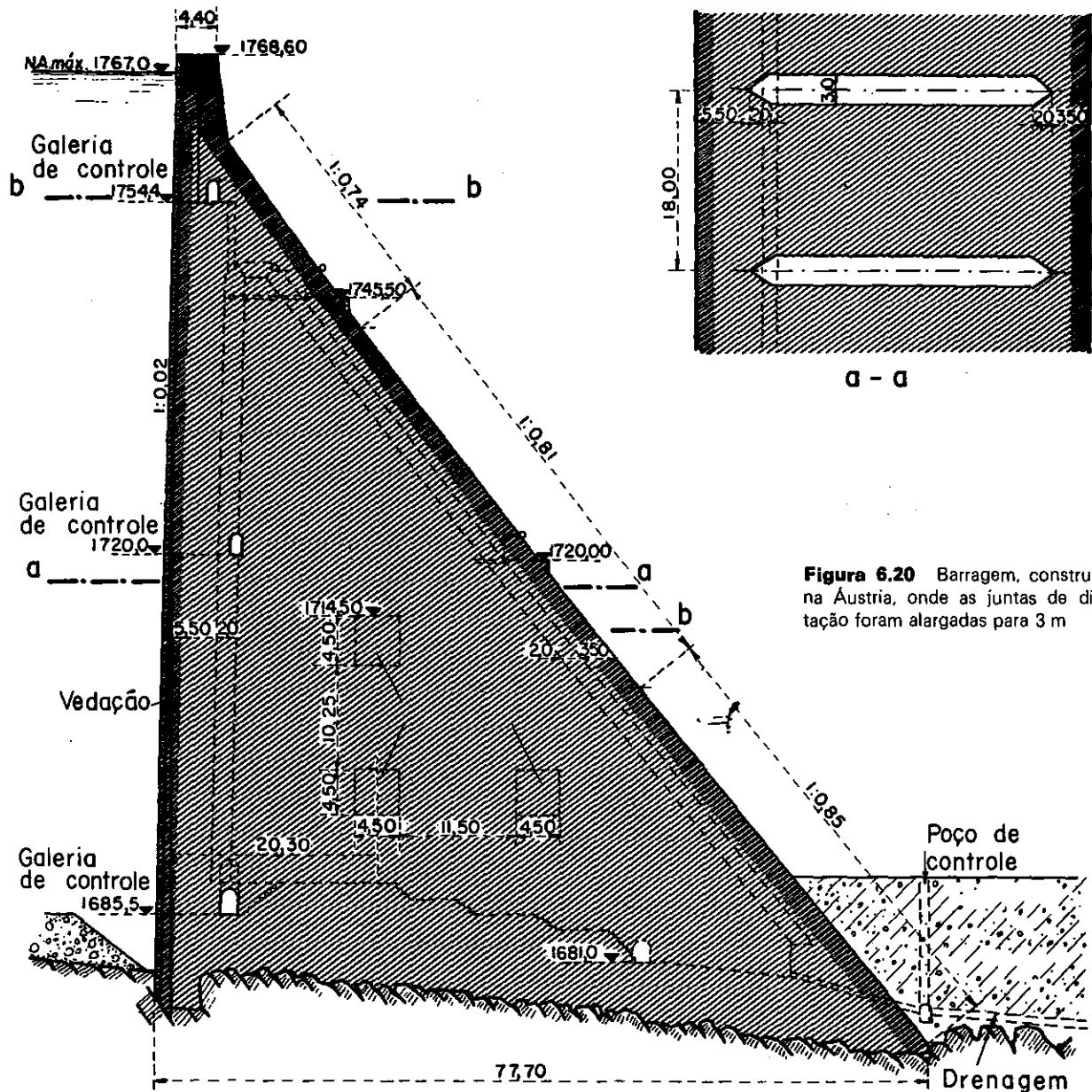


Figura 6.20 Barragem, construída na Áustria, onde as juntas de dilatação foram alargadas para 3 m

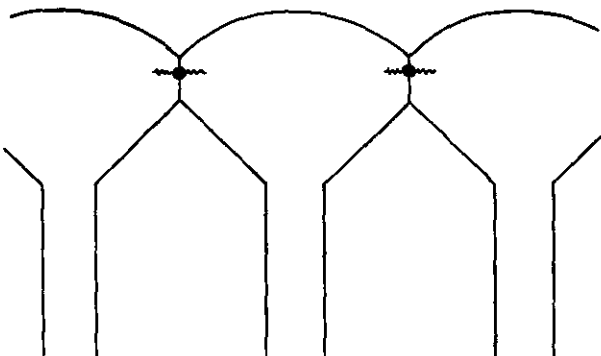


Figura 6.21 Barragem formada por pilares isolados, com cabeças alargadas na face de montante

poligonal com o mesmo efeito de concentração dos esforços e a face de montante dos pilares triangulares foi inclinada, fazendo atuar o peso da água sobre o

paramento, aumentando, assim, a componente vertical da resultante dos esforços e, conseqüentemente, a segurança contra deslizamento.

Comparando esse tipo com as barragens maciças de concreto, constata-se a economia no volume e a diminuição das áreas sobre as quais pode agir a subpressão e a pressão intersticial, como mostram a Fig. 6.14(a) e 6.15(b). O inconveniente desse tipo de barragem consiste no grande número de juntas e vedações, que sempre representam um ponto fraco.

Para evitar esse inconveniente, foi concebida na Itália o tipo que pode ser chamado de tipo de pilares ocos. Como mostra a Fig. 6.22, dois pilares do tipo acima descrito são unidos para formar um bloco. A diminuição do volume em comparação com a barragem de gravidade importa em 40 a 60%, e, mesmo levando em conta que o preço do concreto seja de 5 a 10% mais caro, por causa das formas mais complicadas, a economia resultante é considerável.



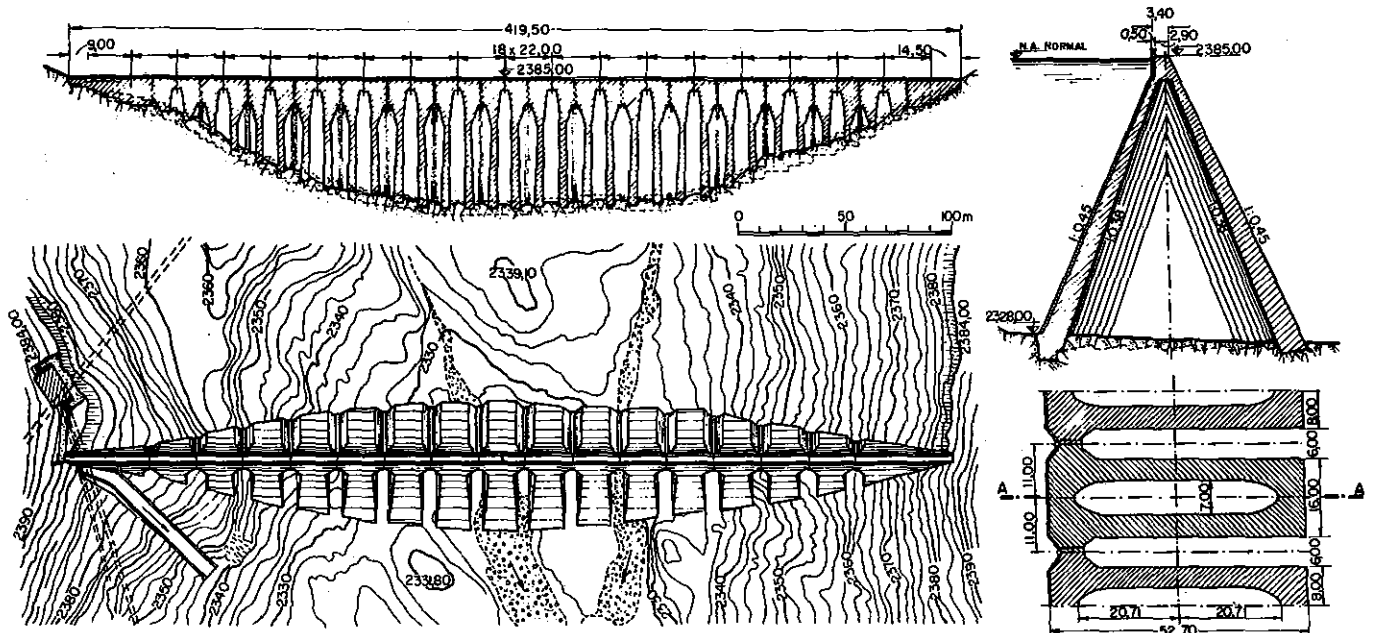


Figura 6.22 Barragem do tipo de pilares ocios, com considerável economia de concreto

#### 6.2.6.4 Barragens de abóbada

Muitas barragens de gravidade têm uma ligeira curvatura em planta, não só porque às vezes é exigida pela topografia do lugar, mas também é projetada com a finalidade de provocar pressões tangenciais no arco, sob o efeito da pressão d'água do reservatório, de tal forma que possam compensar a retração do concreto.

Essa forma, além disso, pode ser aproveitada para reduzir o volume da barragem, de modo que os esforços atuantes sobre a mesma sejam suportados parcialmente, no plano vertical, pelo perfil transversal da barragem, que age como uma construção engastada em sua fundação.

O arco é apoiado contra as encostas do vale e é óbvio que estas devem, portanto, ser constituídas de uma rocha sã e firme. A catástrofe ocorrida no ano de 1959 em Malpasset, na França, em que 421 pessoas morreram, foi causada pela falha da fundação e o rompimento de uma barragem em arco, o que deve servir de advertência grave para todo projetista.

No Brasil existem muito poucas barragens em arco e os exemplos mais conhecidos são a Barragem de Funil, no Rio Paraíba, em forma de cúpula, e a de Mascarenhas de Moraes (Peixotos), uma abóbada cilíndrica, engastada nos dois lados, nos trechos de gravidade.

Esse tipo de barragem exige, além das excelentes condições geológicas da fundação, certas formas do vale, no local, que serão descritas posteriormente. No Brasil, é rara essa coincidência de condições favoráveis. Apesar disso, neste item, serão descritas as diversas formas das barragens em arco ou abóbada.

O dimensionamento da barragem, em primeira aproximação, pode ser executado pela fórmula comum apli-

cável em construções anulares, desprezando-se a influência do engastamento no fundo:

$$d = \frac{p \cdot r_a}{\sigma}$$

onde

- $d$  = espessura do anel, em m,
- $p$  = pressão d'água, em  $t/m^2$ ,
- $r_a$  = raio da curvatura exterior,
- $\sigma$  = solicitação admissível, em  $t/m^2$ ,
- $r_m$  = raio da curvatura da linha central,

sendo

$$r_m = r_a - \frac{d}{2}$$

a fórmula pode ser transformada em

$$d = \frac{p \cdot r_m}{\sigma - \frac{p}{2}}$$

Para os cálculos definitivos, aplica-se o método *trial load*, em que o corpo da barragem é dividido em algumas faixas horizontais e outras verticais. As cargas provenientes dos esforços atuantes na barragem devem ser distribuídas nessas faixas, de modo que, nos pontos de cruzamento, as deflexões dos dois sistemas fiquem iguais. Para isso deverão ser estabelecidas algumas dezenas de equações, que serão resolvidas por computador eletrônico. No caso de simetria, o número das equações pode ser reduzido consideravelmente.

Tendo em vista a pouca probabilidade do emprego desse tipo de barragem no Brasil, não trataremos aqui

mais detalhadamente de seu dimensionamento. Maiores informações podem ser encontradas na literatura especializada\*. Os cálculos são substituídos ou pelo menos completados muitas vezes por ensaios em modelo reduzido.

Em contraposição às tensões pequenas nas barragens de gravidade e ao mau aproveitamento da resistência do concreto, nas barragens de abóbada, as solicitações admissíveis são fixadas apenas pela resistência alcançada pelo concreto e podem ser avaliadas em  $80 \text{ kg/cm}^2$  ou mais.

Pode-se distinguir três tipos de barragens de abóbada:

- a) em forma cilíndrica,
- b) com ângulo de abertura dos arcos constante em toda a altura da barragem,
- c) em forma de cúpula.

A forma cilíndrica aplica-se principalmente em vales largos, com um perfil que se aproxima a um trapézio, com os dois lados íngremes. Um exemplo desse tipo é mostrado na Fig. 6.23, a Barragem de Pieve di Carode na Itália. Um detalhe particular consiste na garganta erodida pelo rio, no vale principal, que foi fechada por um bloco de gravidade servindo de base para o arco. Como em quase todas as barragens de abóbada projetadas por italianos, existe uma junta perimetral acima da fundação, com a finalidade de diminuir os esforços produzidos pelo engastamento.

A aplicação da forma cilíndrica, em vales de seção parabólica, tem o inconveniente de que, no fundo do vale, o comprimento dos arcos é muito reduzido e com o raio fixo, ficando o ângulo de abertura pequeno demais. Desse modo o efeito do arco é pequeno em relação ao da gravidade, exigindo espessura muito grande no pé da barragem. Por isso, o Eng.º Jorgensen sugeriu um tipo de barragem com o ângulo de abertura constante, de modo que o raio nas partes baixas da barragem seja muito menor que na crista. A Fig. 6.24 mostra um exemplo elucidativo desse tipo, com a indicação da variação dos raios dos parâmetros de montante e de jusante.

O tipo em forma de cúpula adapta-se principalmente aos vales estreitos com encostas íngremes e tem em geral forma de casca rotativa com geratriz curvada, mas é também apropriado para uma seção mais parabólica do vale, como mostra a Fig. 6.25. Geralmente a seção vertical da barragem é inclinada para jusante, para que também, com o reservatório vazio, o peso próprio da construção seja apoiado pelo efeito de arco, impedindo, assim, a eventual abertura das juntas.

A concretagem é executada, como nas barragens de gravidade, em blocos de 12 a 15 m de largura. No tipo cilíndrico e no tipo de Jorgensen, as juntas geralmente têm espessura de cerca de 1,5 m, para facilitar o resfriamento dos blocos. Quando a barragem alcançou quase a altura completa, as juntas serão fechadas, se for possível, numa época de temperaturas baixas. Como mostra a Fig. 6.26, nas juntas entre o concreto primário e o enchimento que devem ser vedadas com tiras de

chapa, serão colocadas tubulações, para injeções posteriores, que garantem o efeito do arco.

As barragens de cúpula têm geralmente espessura pequena, de modo que não são necessárias juntas abertas para a refrigeração do concreto. Além disso, a execução delas é impossível nas partes com indicação negativa. Nas juntas, colocam-se tubulações para injeção, como foi descrito.

### 6.2.6.5 Barragens de contrafortes

Apesar de esse tipo de barragem raras vezes ter sido construído no Brasil e sua aplicação diminuir, em todo o mundo, em favor dos tipos de gravidade aliviados descritos no item 6.2.6.3, será tratado sumariamente como se segue. Do registro das barragens no Brasil, constam, entre as 258 construídas e em construção, somente oito são atribuídas a esse tipo. Porém verificamos que, destas oito barragens, uma pelo menos pertence ao tipo de gravidade aliviado e a altura de uma outra, a de Lajes, construída no ano de 1908 como barragem de gravidade, foi aumentada, no ano de 1958, por meio de contrafortes.

Os contrafortes têm forma triangular e a frente de montante inclinada, para obter um esforço adicional ao peso do concreto pela componente vertical da pressão d'água. A parede vedante é formada ou por lajes de concreto armado apoiadas nos contrafortes, ou por abóbadas cilíndricas, geralmente, em forma de meio-círculo. As lajes não podem ser contínuas, mas apoiadas cada uma em dois contrafortes, e precisam, por isso, de uma armação bastante pesada. Foram construídas algumas barragens com juntas no meio dos contrafortes e as lajes foram calculadas como se fossem com dois balanços.

A distância entre os contrafortes pode ser fixada de modo que as tensões nas lajes fiquem abaixo das admissíveis e seja necessária armação. Tal construção se aproxima do tipo "Nötzli" descrito no item 6.2.6.3, mas sem a forma da cabeça que elimina as tensões, pelo menos teoricamente.

Os tipos de contrafortes são construções com partes relativamente finas de concreto armado e exigem grandes despesas para as formas e o cimbramento. Desse modo o preço unitário do concreto é muito alto e não é compensado pela economia no volume, de modo que esses tipos não podem concorrer com os outros e sua aplicação fica restrita a casos especiais. A Fig. 6.27 mostra esquematicamente os diversos tipos das barragens de contrafortes.

## 6.2.7 BARRAGENS DE TERRA E DE ENROCAMENTO

### 6.2.7.1 Generalidades

#### 6.2.7.1.1 PROJETO DO PERFIL TRANSVERSAL DAS BARRAGENS

Estes dois tipos de barragens podem ser tratados simultaneamente, pois a concepção fundamental é a mesma: o uso de materiais disponíveis perto do local

\*Proc. Amerc. Soc. Civ. Eng.: "Design of Arch Dams", 1940. Bureau of Reclamation: *Trial Load Method of Analysing Arch Dams*, Denver, 1938

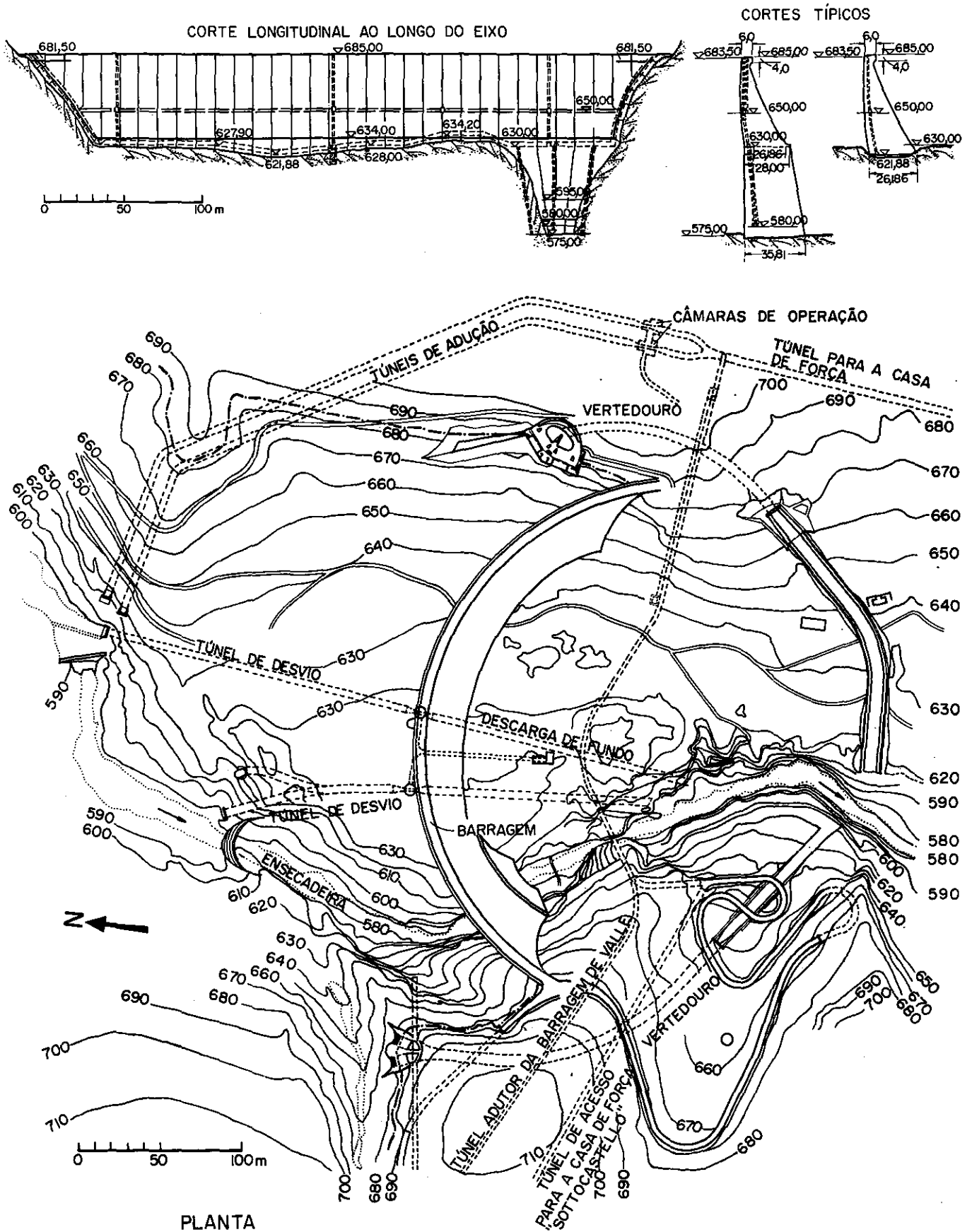
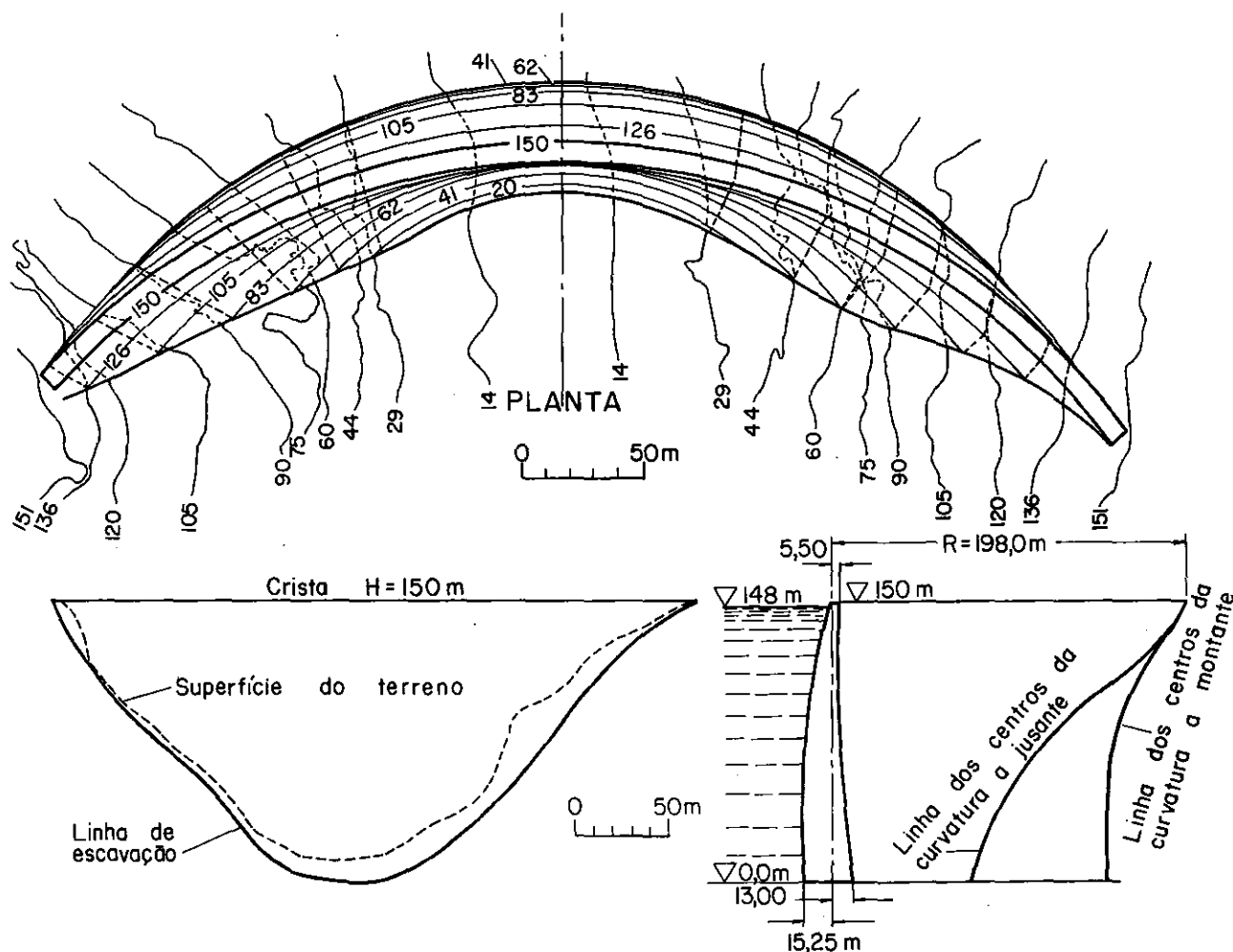


Figura 6.23 Barragem de Piave de Cadore, na Itália, de forma cilíndrica



**Figura 6.24** Tipo de barragem com o ângulo de abertura constante, vendo-se a variação dos raios dos parâmetros de montante e de jusante

da obra e a colocação e compactação desses materiais em diversas zonas do perfil, segundo sua determinação como órgão de apoio ou vedante. O material vedante pode ser colocado em posição vertical ou inclinada, dentro do corpo da barragem ou na zona de montante; a espessura pode ser variável dentro de amplos limites, dependendo das características do material disponível; e em casos especiais o material pode ser concreto de cimento ou de asfalto.

A crista das barragens pequenas tem largura de 5 m, aumentando com a altura até cerca de 10 m. A largura depende, também, das exigências de uma estrada que eventualmente passe pela barragem.

É conveniente projetar o eixo da barragem, em planta, com curvatura para montante, o que produz, sob a pressão d'água da represa e com o recalque do material compactado, o efeito de abóbada na zona impermeável, diminuindo, assim, o perigo de formação de fendas que podem abrir caminho às percolações.

Como o transbordamento das barragens de terra pode arriscar sua existência, deve-se ter especial cuidado na fixação da altura da crista. No item 6.2.6.1, foi avaliada a altura até onde as ondas podem subir no talude da barragem. Deve-se levar em conta que a enchente máxima é provocada por acontecimentos meteorológicos especiais e que coincide com ventos fortes que pro-

vocam as ondas. Por isso, o nível d'água máximo, calculado para o escoamento da enchente máxima pelo vertedouro, deve ser tomado como nível de referência acima do qual subirão as ondas. Tendo em vista, além disso, que a avaliação da descarga de enchente máxima se apóia, na melhor das hipóteses, num cálculo probabilístico, ficando, conseqüentemente, submetida a certos erros, a margem de segurança não deve ser fixada muito restritamente. Aconselha-se adicionar, ao nível da referência, a subida máxima das ondas no talude da barragem (veja o item 6.2.6.1) cerca de 3 m, para a fixação da cota da crista da barragem.

### 6.2.7.1.2 FUNDAÇÕES

As exigências dos dois tipos de barragens com respeito à fundação são iguais. Serve qualquer material, exceto solos com terra vegetal e argila orgânica; pode ser rocha, areia, solos arenosos, argilosos e mistos. A compressibilidade dos solos do aterro e da fundação geralmente pouco importa, porque o peso do aterro, executado durante um período relativamente longo, provoca grande parte do recalque durante a construção e, por outro lado, um aterro ou enrocamento é suficientemente flexível para compensar, sem danos, os recalques posteriores.

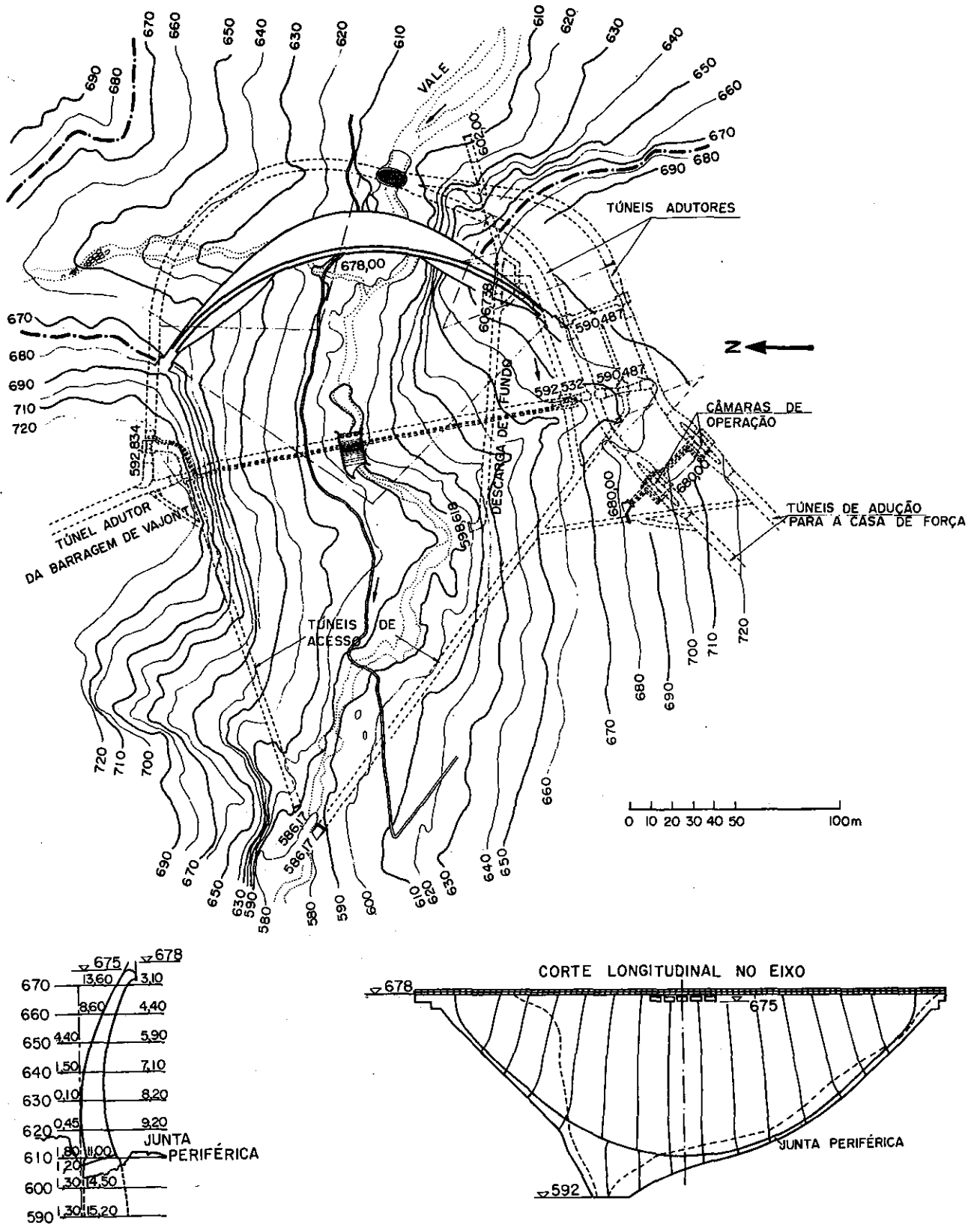
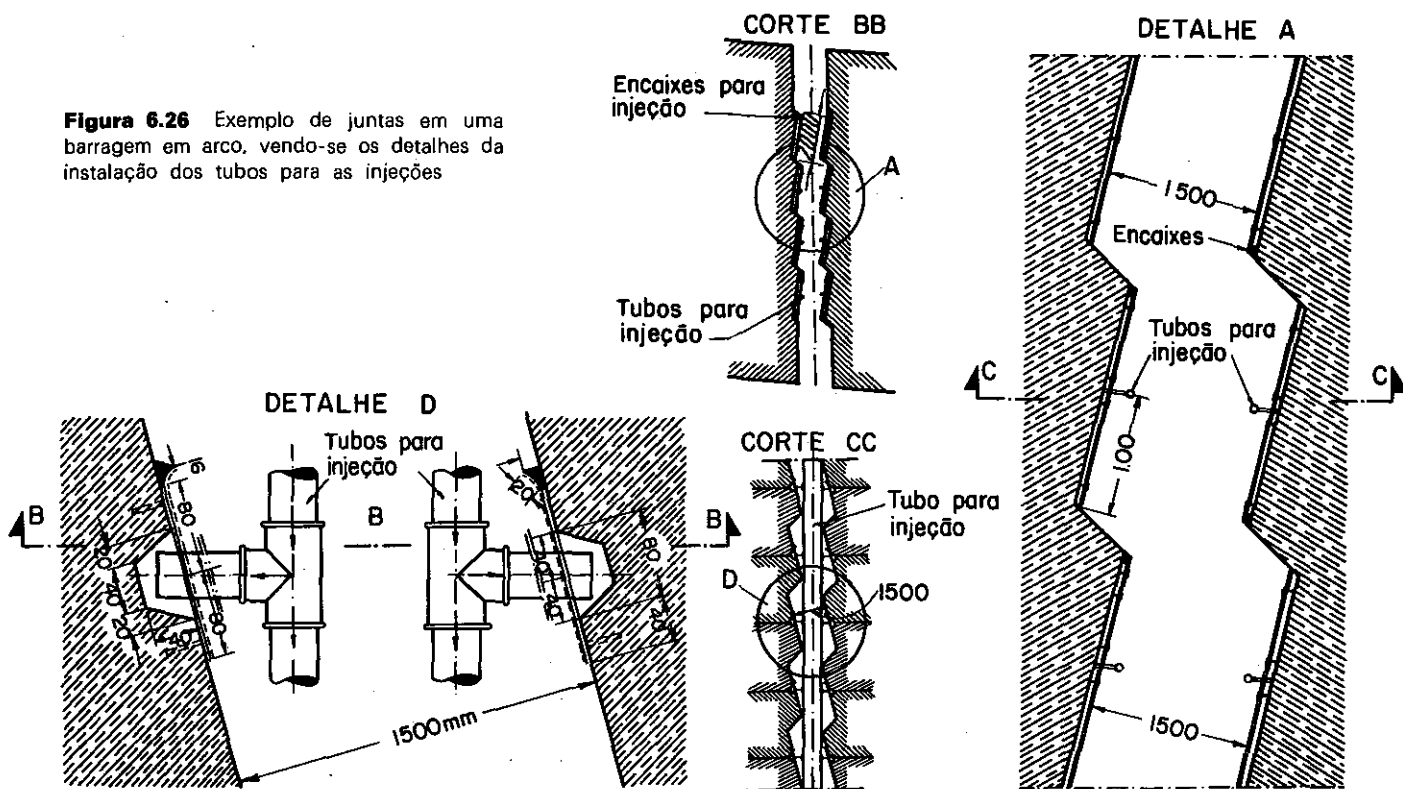


Figura 6.25 Barragem em abóbada, com sua seção vertical inclinada para jusante

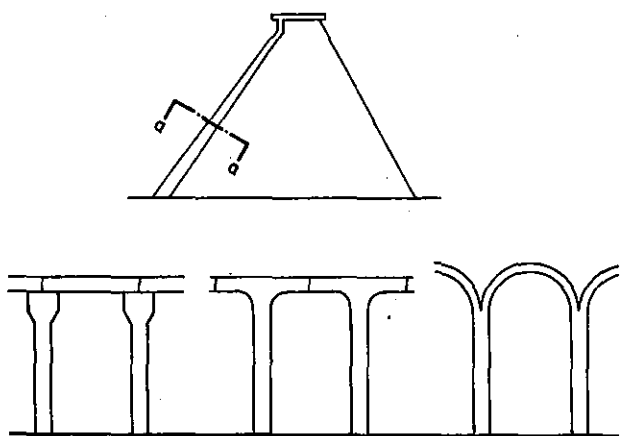
Mais perigosas são as mudanças bruscas de altura do plano de fundação e das características do material de fundação. Por exemplo, se uma parte da barragem é fundada sobre rocha e outra parte sobre solo, através

do recalque diferencial podem abrir-se fendas no aterro. Solos de granulação grossas exigem medidas especiais contra a percolação. Areias limpas, saturadas de água, com densidade relativa menor que 50%, precisam

**Figura 6.26** Exemplo de juntas em uma barragem em arco, vendo-se os detalhes da instalação dos tubos para as injeções



de pesquisas pormenorizadas para determinar o tratamento necessário. Essa areia pode suportar pequenas cargas estáticas pelo contato dos grãos ponta-a-ponta, porém uma vibração ou um choque pode provocar um ajustamento dos grãos para uma estrutura mais densa, pressionando a água. Como não há drenagem instantânea, uma parte da carga é transferida para a água, de modo que o material de fundação se comporta como um líquido.



**Figura 6.27** Vista esquemática de diversos tipos de barragens de contrafortes

Solos siltosos e argilosos são menos permeáveis, porém a água intersticial sai muito lenta e, por isso, o recalque do corpo da barragem sucede lentamente até muito tempo depois do enchimento da represa. Na determinação da superelevação da crista da barragem deve-se levar em conta esse fato.

Os métodos para impedir ou, pelo menos, diminuir a percolação d'água, por debaixo da barragem, dependem das características do material no qual será fundada a barragem. O melhor modo de realizar esse intento é ligar a parte vedante da barragem com uma camada impermeável do subsolo. Essa ligação pode ser feita de várias maneiras.

Nos casos em que a rocha ou a camada impermeável se encontra em pequena profundidade, não existe problema. A terra e a rocha decomposta sobreposta serão removidas e a barragem será fundada, pelo menos debaixo da parte vedante da seção transversal, diretamente do subsolo impermeável. Se a camada sobreposta for mais grossa escava-se uma trincheira, com cerca de 6 m de largura, no fundo da vala, como está descrito no item 6.2.4. Às vezes constrói-se uma galeria de concreto no fundo da trincheira e por ela se efetuam as injeções.

Em vez da trincheira pode ser executado um diafragma de concreto. Por meio de um trépano de perfuração, rotativa ou a percussão, ou de escavadeiras mecânicas especiais, abre-se uma trincheira, de 30 cm a 1 m de largura, que é enchida com uma suspensão de argila, silte, etc. O material solto pelo trépano ou pelas escavadeiras é bombeado juntamente com a suspensão e transportado para poços onde o material grosso se sedimenta. A suspensão fina serve outra vez para encher a trincheira e impede, com sua pressão hidrostática, o desmoronamento das paredes. Depois de terminar a escavação, o concreto levado por um tubo expulsa o material em suspensão, substituindo-o, da mesma maneira como é feito para concretagem dentro da água. Deverá ser feito um cálculo comparativo para se determinar qual dos dois métodos acima descritos é o mais econômico.

Se a profundidade das camadas que devem ser impermeabilizadas por maior que a que pode ser alcançada pelo diafragma, executam-se injeções como foi descrito no item 6.2.4.

Em certos casos, a percolação pode ser diminuída prolongando-se o caminho que deve ser percorrido pela água, mediante a construção de um tapete de material pouco permeável no fundo do rio, a montante da barragem, ligando-o com a parte vedante da barragem. A Fig. 6.33, que apresenta o perfil da Barragem de Três Marias, serve de exemplo.

### 6.2.7.1.3 PESQUISAS NO MATERIAL DO ATERRO

No cálculo da estabilidade devem ser levados em conta, além dos esforços externos mencionados no item 6.2.6.1, os esforços internos que dependem das características dos solos: atrito interno, coesão, resistência ao cisalhamento, peso específico aparente, natural e compactado na umidade ótima, permeabilidade e outros. Para a elaboração do projeto da barragem é necessário o conhecimento dessas qualidades e, por isso, deve ser estabelecido um programa para as pesquisas no campo e no laboratório. Na alínea seguinte será descrito um programa indicativo de proporções necessárias para o projeto definitivo, que pode ser reduzido razoavelmente para um estudo de viabilidade.

Nas áreas previstas para o empréstimo serão executados alguns furos e trado até a rocha, ou até as camadas que não sirvam para o aterro da barragem, com a finalidade de se verificar o volume disponível. Numa profundidade inicialmente de cerca de 1 m e depois de 2 em 2 m, serão tomadas amostras de cerca de 300 g, que deverão ser guardadas em frascos her-

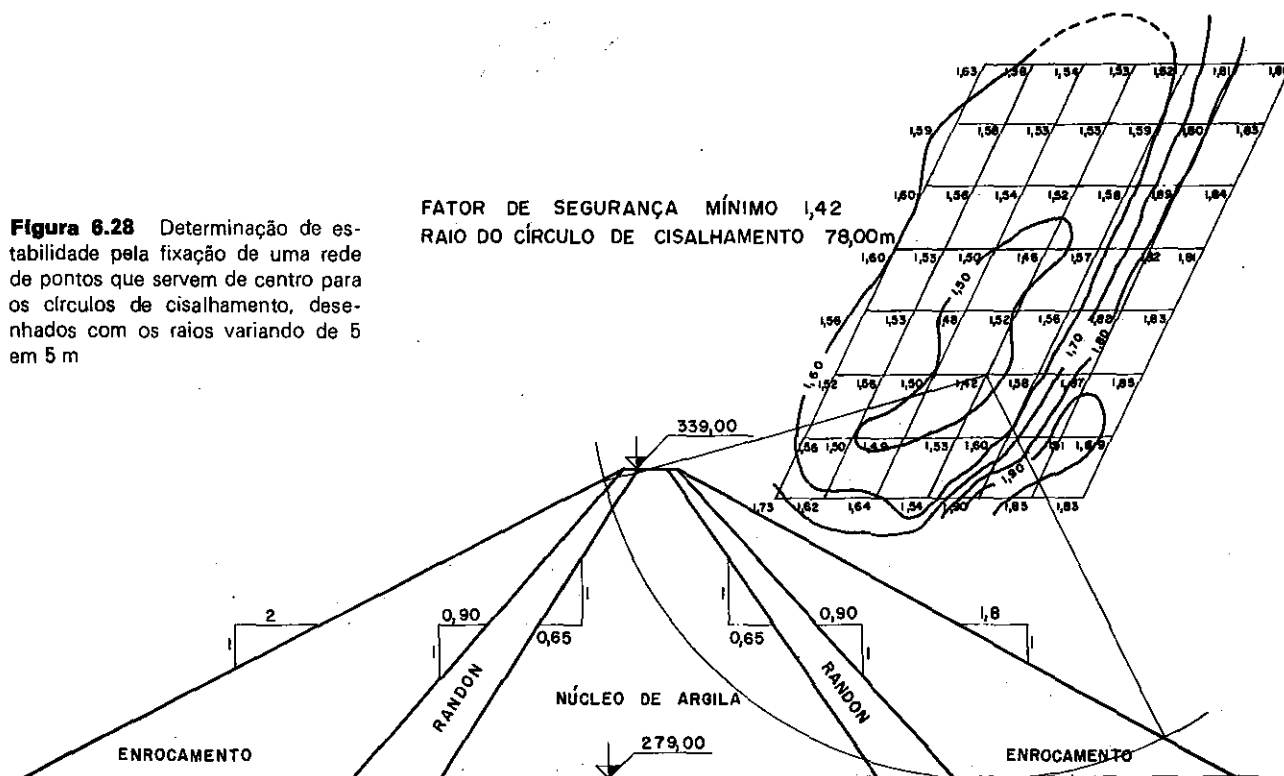
meticamente fechados por parafina. Nessas amostras serão determinados o teor de umidade natural, os limites de liquidez e plasticidade e de algumas amostras, a granulometria. Depois de ter sido feita a escolha, com base nos resultados dessas pesquisas, na área definitiva será executada uma rede de furos a trado, de 100 a 300 m de distância entre si, e serão retiradas e pesquisadas novas amostras, como descrito acima. Além disso, duas amostras maiores, de 10 a 15 litros, tomadas em diferentes profundidades de cada furo, servem para a determinação da granulometria e para a execução dos ensaios triaxiais, de cisalhamento simples e de outros necessários.

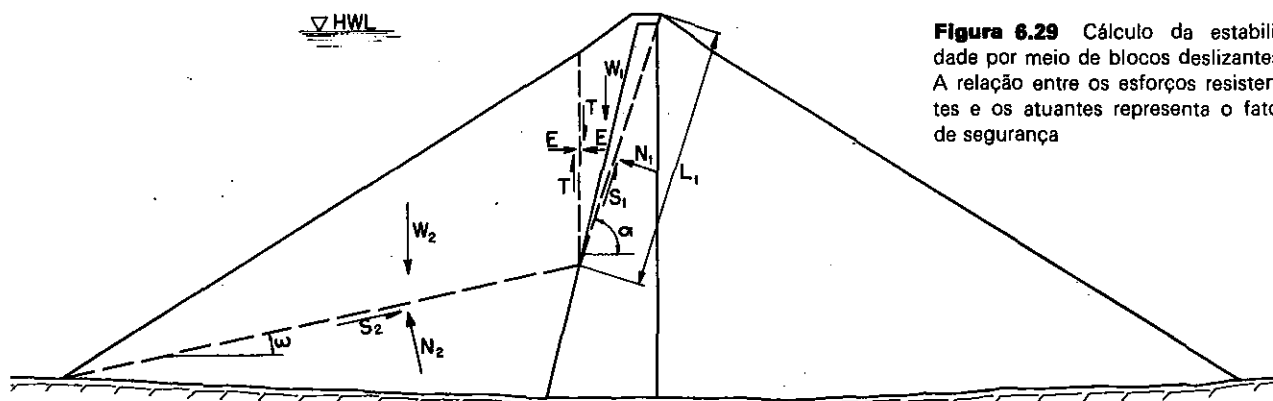
A determinação do ângulo de atrito no enrocamento pode ser feita por um ensaio, porém a amostra deve ter dimensões de pelo menos 1,5/1,5 m correspondente ao tamanho dos blocos de rocha empregados no enrocamento. Os esforços necessários para produzir as solicitações adequadas no corpo da amostra são muito grandes e conseqüentemente tais ensaios são relativamente caros e, por isso, raras vezes executados. A Companhia Estadual de Energia Elétrica do Rio Grande do Sul realizou para a obra de Passo Real tal ensaio, do qual resultou o ângulo de atrito, para o basalto, em 49 a 50°, em blocos de diâmetro médio de 30 cm. Porém, para cálculos preliminares, pode ser adotado 45°.

### 6.2.7.1.4 CÁLCULO DA ESTABILIDADE

O método mais usado no cálculo da estabilidade é o dos planos cilíndricos de cisalhamento, desenvolvidos inicialmente na Suécia. Desenha-se, na primeira hipótese, um círculo que passa pelo corpo da barragem, representando o plano cilíndrico de cisalhamento. Depois são calculados os momentos, em relação ao centro

**Figura 6.28** Determinação de estabilidade pela fixação de uma rede de pontos que servem de centro para os círculos de cisalhamento, desenhados com os raios variando de 5 em 5 m





**Figura 6.29** Cálculo da estabilidade por meio de blocos deslizantes. A relação entre os esforços resistentes e os atuantes representa o fator de segurança

do círculo, exercidos por todos os esforços externos e internos existentes acima do círculo. Em sentido contrário, atuam os esforços de atrito e coesão no plano de cisalhamento e a relação dos momentos entre esses esforços e os dos esforços externos e internos representa o fator de segurança. Devem ser estudados vários círculos para que se possa determinar aquele que tenha o menor fator de segurança que deve ficar, porém, sempre maior que 1,5. Nos casos em que não se consegue esse valor, a inclinação do talude deve ser mudada, ou colocado um contrapeso no pé da barragem que resulte num momento atuando na direção do atrito e coesão.

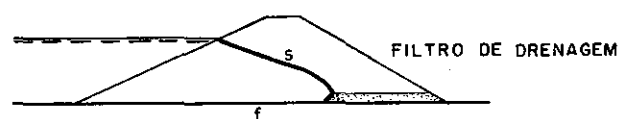
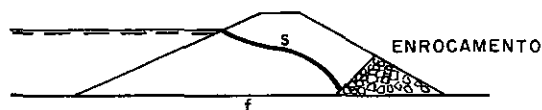
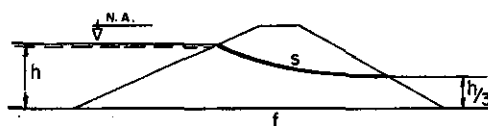
Os cálculos devem abranger três estados da barragem: o estado logo após a construção, quando as pressões neutras da umidade natural ainda não desapareceram, o estado com a represa cheia e chuvas contínuas intensas e o estado do rebaixamento rápido do nível d'água na represa, depois de ficar longo tempo no nível normal.

Efetuem-se todos estes cálculos manualmente representa um trabalho demorado e laborioso, por isso é que se emprega sempre um computador. Como mostra, por exemplo, a Fig. 6.28, fixa-se uma rede de pontos que servem de centro para os círculos de cisalhamento desenhados com os raios variáveis de 5 em 5 m, abrangendo todos os possíveis que entre eles toquem a superfície da camada resistente da fundação e cortem o talude da barragem. Em cada ponto anota-se o fator de segurança mínimo e desenham-se as linhas da mesma segurança.

Outro método de cálculo é o de blocos deslizantes, aplicado principalmente para estudo de barragens zoneadas onde existem, entre as zonas, camadas de menor resistência. Em vez de se pesquisarem blocos de escorregamento, com face inferior cilíndrica, são considerados blocos com faces planas, como mostra a Fig. 6.29. A relação entre os esforços resistentes e os atuantes representa o fator de segurança.

Os dois métodos de cálculo foram descritos numa forma sucinta sem entrar em detalhes, lembrando que deve existir a colaboração de especialistas nessa matéria. Para estudos mais detalhados aconselhamos o uso do livro *Les barrages en Terre Compactées*, de S. Port e P. Londe.

Com a finalidade de se conseguir o peso específico e a densidade do material das várias zonas que venham a servir de base para os cálculos de estabilidade, o aterro deve ter a umidade calculada e ser compactado até o grau necessário.



f = FUNDAÇÃO IMPERMEÁVEL  
s = SUPERFÍCIE D'ÁGUA DE PERCOLAÇÃO

**Figura 6.30** Barragem de terra, vendo-se a colocação, no pé do talude de jusante, de filtro de enrocamento ou horizontal, de acordo com a linha de percolação

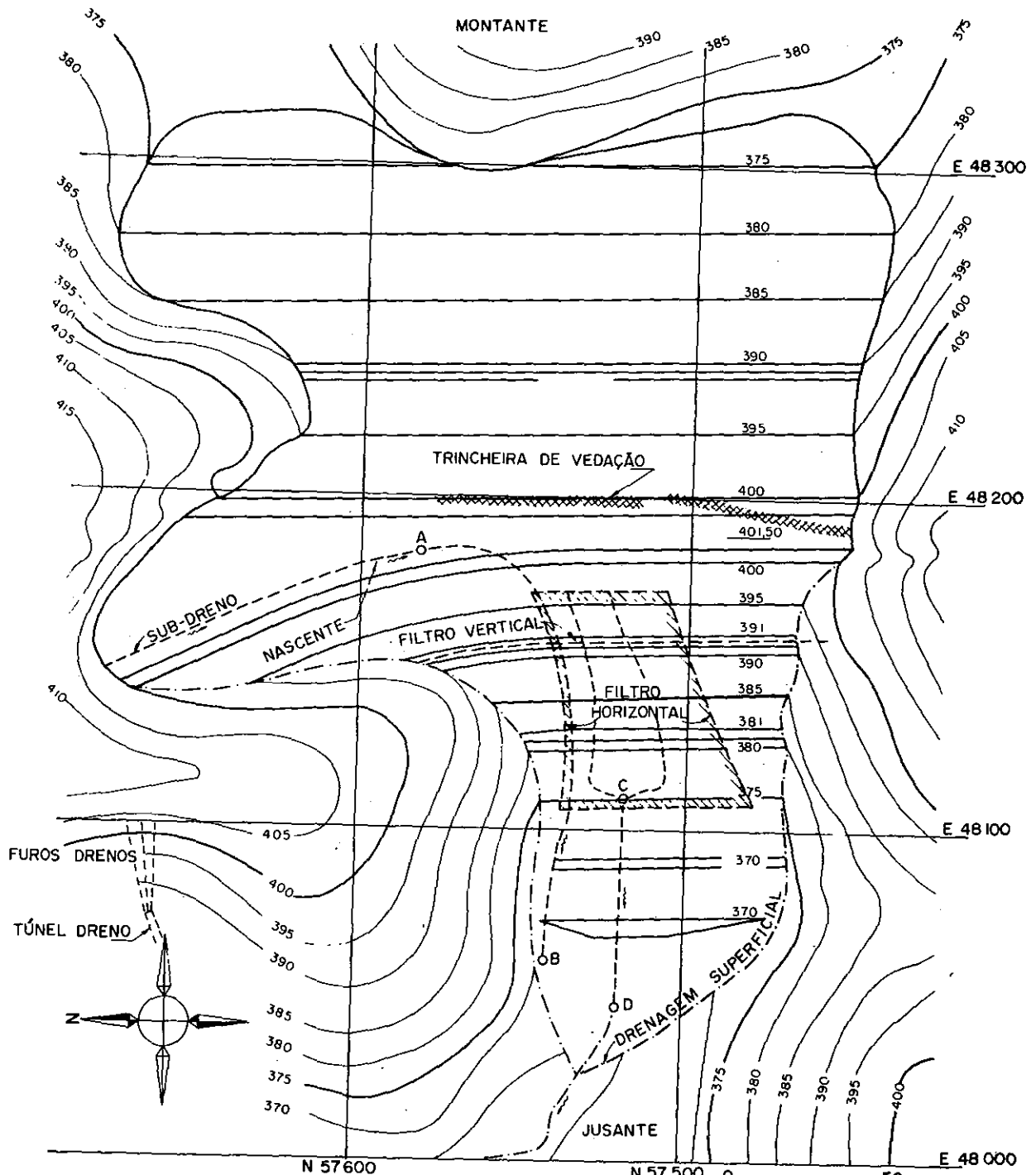
Os materiais de argilosos até arenosos são espalhados em camadas e compactados, de modo que a espessura das camadas depois da compactação seja de 15 a 20 cm. O enrocamento é compactado da mesma maneira, porém as camadas têm espessura muito maior. Não se aconselha jogar as pedras do enrocamento de grande altura sem compactação posterior, a não ser que os blocos sejam grandes e a rocha, sã e dura, para que não se desintegre na queda.

### 6.2.7.2 Barragens de terra — homogêneas

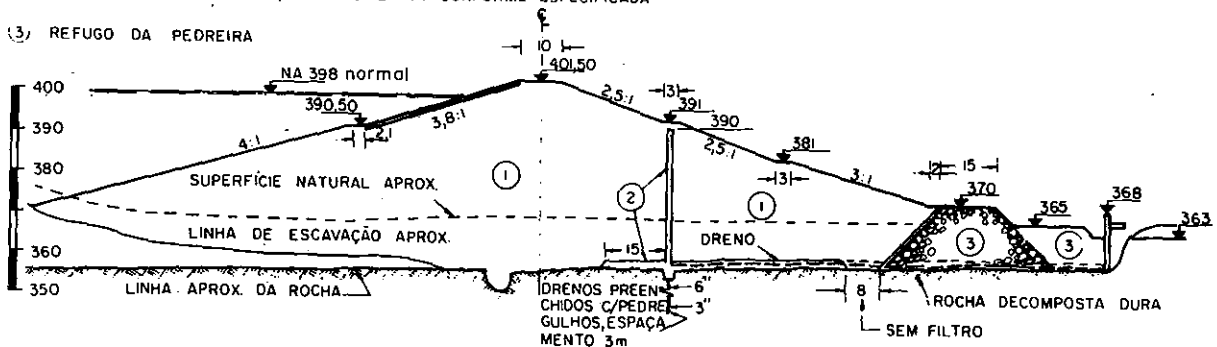
As barragens serão denominadas *de terra* se a maior parte de seção transversal consistir de terra.

Barragens de terra — homogêneas, sem zoneamento, são construídas em geral nos locais onde somente material muito uniforme é disponível para a construção



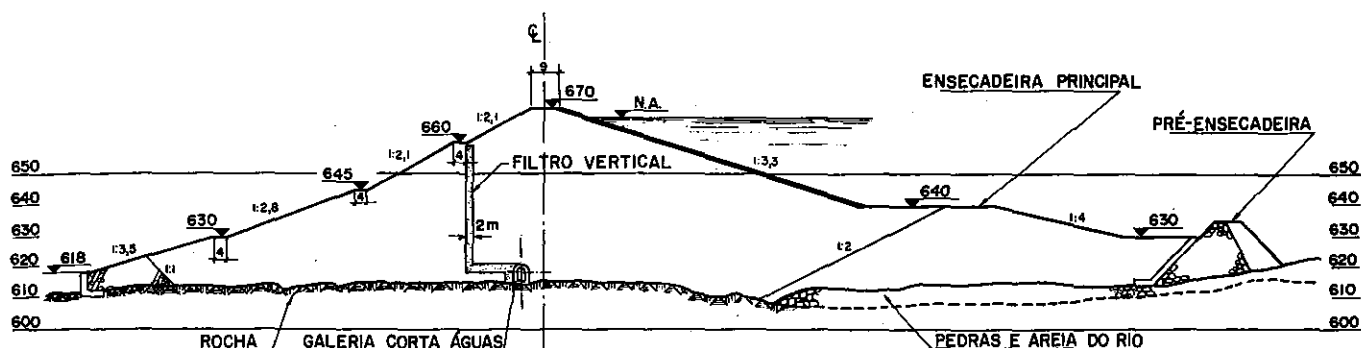


- ① ARGILA PLÁSTICA COMPACTA ATÉ DENSIDADE MÁXIMA
- ② AREIA NATURAL LAVADA, GRANULOMETRIA CONFORME ESPECIFICADA
- ③ REFUGO DA PEDREIRA



**Figura 6.31** Planta e corte em uma barragem de terra, vendo-se a colocação dos filtros e drenos

## CORTE LONGITUDINAL PELO CENTRO RIO



## CORTE LONGITUDINAL PELA OMBREIRA DIREITA

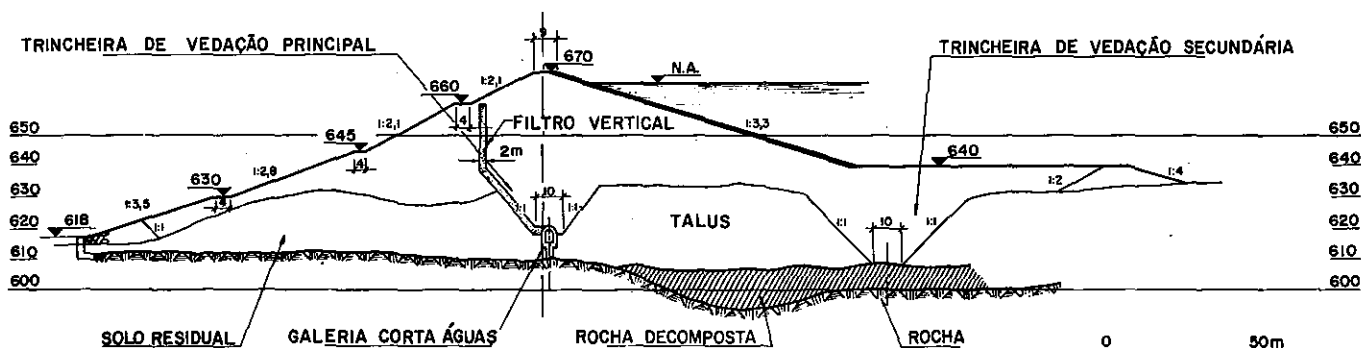


Figura 6.32 Barragem de terra, homogênea. Localização de filtro vertical e galeria corta-águas

da barragem. Esse tipo exige pequena inclinação do talude de montante, para evitar desmoronamentos causados pela pressão intersticial, quando o nível d'água desce rapidamente depois de ficar na cota normal, durante um período suficientemente prolongado, para que o material da barragem fique saturado de água. Por outro lado, essa saturação exige inclinação suave do talude de jusante para manter a estabilidade. Mesmo que o material seja pouco permeável, haverá percolação e, depois da saturação, sairá água no talude de jusante, numa altura acima do terreno, correspondente a cerca de um terço da altura d'água na represa. Com a finalidade de evitar a saída d'água com seus conseqüentes efeitos nocivos de erosão, coloca-se, no pé do talude, material permeável, em forma de um enrocamento ou de um filtro horizontal, como mostra a Fig. 6.30. O filtro pode também ser colocado verticalmente, como mostram as Figs. 6.31 e 6.32, mas deve ter uma ligação com o lado de jusante, na sua parte mais baixa, para dar saída à água de infiltração.

### 6.2.7.3 Barragens de terra — zoneadas

A característica desse tipo de barragem consiste na separação da terra disponível para o aterro considerando-se as qualidades diferentes do solo. A composição do solo pode variar desde cascalho até argila,

além do enrocamento que se usa em certas partes da barragem. A granulação dos solos varia bastante, dependendo da mistura dos grãos finos e grossos. Quanto maior a participação dos grãos finos, argila e silte, tanto menor, em geral, a permeabilidade e, também, o ângulo de atrito interno, e tanto maior, por outro lado, a coesão. Na mesma área de empréstimo a composição do solo pode variar, tanto na extensão horizontal, quanto na profundidade. As características de um mesmo solo podem ser mudadas pela compactação: compactando com umidade ótima conseguem-se o maior peso específico aparente, a estrutura mais densa e, conseqüentemente, a menor permeabilidade. A variação da umidade para mais, ou para menos, diminui o peso específico, muda o índice de vazios e conseqüentemente a permeabilidade.

É óbvio que o solo com a menor permeabilidade se usa para a parte vedante da barragem e o solo com o maior ângulo de atrito, que em geral está ligado com a maior permeabilidade, serve para a parte estabilizante.

A diversidade da composição dos solos naturais é tão grande que é quase impossível encontrar material da mesma composição em dois diferentes lugares de empréstimo, e conseqüentemente não existem duas barragens exatamente com a mesma distribuição dos materiais na seção transversal. Por isso, não é possível estabelecer regras gerais para o projeto da barragem. A seguir, serão descritos, como exemplos, algumas barragens executadas.

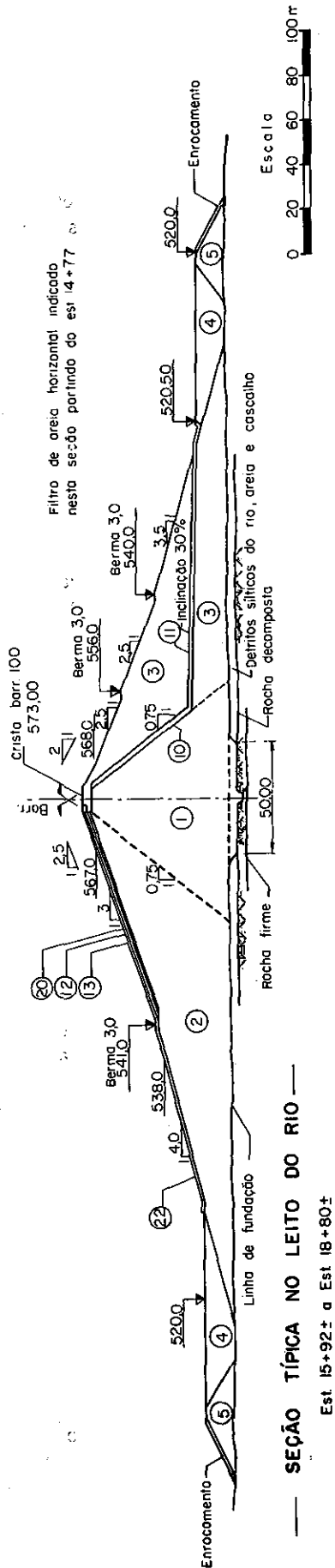


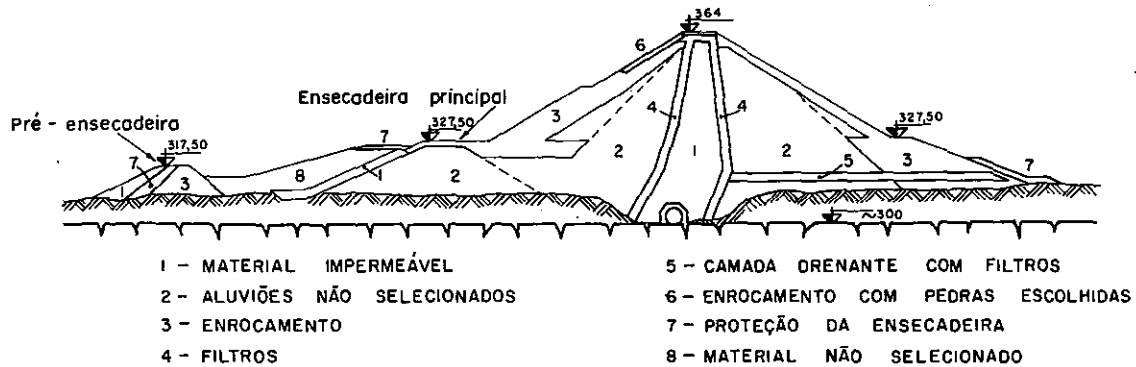
Figura 6.33 Barragem de Três Marias, exemplo de transição do tipo homogêneo ao tipo zoneado

A Barragem de Três Marias (Fig. 6.33) pode ser considerada de transição entre o tipo homogêneo e o tipo zoneado. A zona 1 consiste em solo argiloso compactado com umidade ligeiramente acima do ótimo, a fim de se obter maior impermeabilidade e plasticidade para facilitar a compactação. O material da zona 2 é de maneira geral do mesmo tipo da zona 1, porém escolhido com menor rigor e compactado com umidade abaixo da ótima, para redução ao mínimo das pressões neutras e, conseqüentemente, para melhoria da estabilidade do aterro durante a construção. A zona 3, a jusante, consiste em materiais diversos, incluindo siltos decompostos retirados das escavações das diversas estruturas. A compactação é também feita abaixo do grau ótimo. O sistema de filtros consiste em um filtro vertical de areia, localizado um pouco a jusante do eixo da barragem, que se liga a um filtro horizontal. A cerca de 30 m a jusante do eixo, essa camada horizontal liga-se ao fundo do rio por intermédio de um filtro vertical, existindo aí uma série de poços drenantes perforados na rocha, de 15 cm de diâmetro por 8 m de profundidade, espaçados de 6 em 6 m, que reduzem as pressões de infiltração.

A Barragem de Gréoux, na França (Fig. 6.34), representa um tipo com zonas bem destacadas. No local foi projetada primeiro uma barragem em arco, porém investigações mais detalhadas verificaram fraturamento muito acentuada da rocha das encostas do vale que serviriam de apoio para o arco. Encontrado um depósito de material adequado para a construção de um núcleo impermeável, numa distância de menos de 3 km, decidiu-se adotar uma barragem de terra.

A quantidade disponível de material impermeável dava apenas para um núcleo relativamente delgado. A construção dessa parte vedante, em posição inclinada, exigiria um talude de montante mais suave e não influiria na inclinação do talude de jusante, que é requerida pelas características geotécnicas dos aluviões do fundo do rio, sobre os quais a barragem está fundada. O projeto definitivo consiste num núcleo vertical, construído de um material rico em silte e pobre em argila, impermeável, e de fácil colocação e compactação. O núcleo é protegido, nos dois lados, por filtros de aluviões com granulação entre 0,8 e 100 mm. Seguem os corpos de apoio de aluviões grossos, que por sua vez são protegidos por camadas de enrocamento cujo material sai da escavação do vertedouro.

A Barragem de Oroville, na Califórnia, de 235 m de altura, (Fig. 6.35) é uma das mais altas do mundo, ocupando o oitavo lugar. Existem apenas duas barragens de terra mais altas, a de Nurek, na Rússia, com 310 m e a de Mica, no Canadá, com 244 m de altura. O núcleo impermeável nesse caso é ligeiramente inclinado para aumentar a zona de apoio de jusante, permitindo inclinação mais forte. No leito do rio, o núcleo descansa sobre um bloco de concreto que enche um canal de erosão. Por baixo do núcleo, uma galeria atravessa o vale, permitindo as injeções de impermeabilização na rocha de fundação, durante a construção da barragem. O núcleo é ladeado por zonas de transição compostas de uma mistura de areia, cascalho e pedra rolada. Os corpos de apoio são construídos em cascalho e pedras roladas, resultantes do bota-fora dos garimpeiros que no passado procuravam ouro. Entre a zona de transição



**Figura 6.34** A barragem de Greoux, na França, representa um tipo com zonas bem destacadas

e o corpo de apoio de jusante, encontra-se um filtro vertical, que é ligado com o filtro horizontal situado pouco acima da fundação. Debaxo desse filtro, no pé da barragem, é construída uma barreira de material impermeável para possibilitar a medição das infiltrações na saída do filtro.

A figura mostra um detalhe interessante, na construção da primeira etapa (em tracejado no desenho), formando a ensecadeira com suficiente altura para descarregar, pelos túneis de desvio, a enchente máxima com probabilidade de 0,5%, ou seja, cerca de 15 000 m<sup>3</sup>/s.

A estrutura da Barragem de Xavantes (Fig. 6.36) é parecida com a da Barragem de Três Marias, sugerida pelo mesmo consultor, o professor A. Casagrande. O material impermeável disponível em grandes volumes consistia em laterita, terra roxa proveniente da decomposição do basalto, aproveitado para a plantação de café em grande escala, nos Estados de São Paulo e do Paraná. Além disso, estavam disponíveis grandes depósitos de talus, uma mistura de terra roxa e decomposição do arenito da série Botucatu. Executados os ensaios iniciais sobre a terra roxa, suspeitou-se da presença de montmorilonita que poderia produzir um inchamento do material, na saturação com água. Por isso, a zona impermeável foi colocada na parte de montante, exigindo um talude mais suave. Uma vantagem do emprego do material impermeável, na frente de montante, é que esse material, bem compactado, resiste melhor à erosão pelas chuvas, durante a construção da barragem. Na parte central foram colocados os materiais não-selecionados do talus. Com a finalidade de drenar estas duas zonas e, assim, diminuir rapidamente as pressões neutras, foi projetada uma camada inclinada de areia, entre as duas zonas, e outra horizontal, com cerca de 10 m, acima da fundação. A zona de jusante foi construída em enrocamento compactado para se conseguir um talude mais íngreme e encurtarem-se as tubulações adutoras à casa de força, situada imediatamente ao pé da barragem. Entre a parte central e o enrocamento, encontra-se uma zona de transição que serve de filtro.

Os taludes de jusante, compostos de terra, geralmente são protegidos, contra a erosão pelas águas pluviais, por um gramado e por bermas, espaçadas verticalmente de 10 a 20 m, que munidas com valas adequadas desaguem nas encostas do vale, sem perigo para a estabilidade do talude.

### 6.2.7.4 Barragens de enrocamento

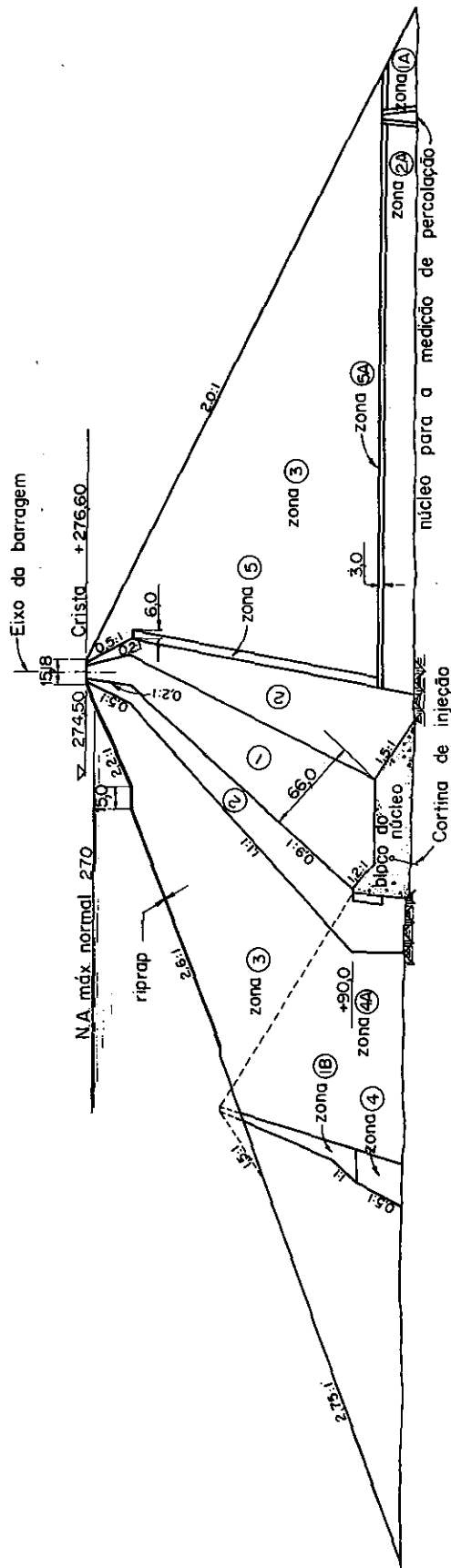
As barragens são definidas como de enrocamento se a maior parte da seção transversal consiste de enrocamento e a menor parte, em geral apenas a zona vedante, de outros materiais. Outros autores definem assim: barragens de enrocamento são aquelas em que os esforços exercidos pela água do reservatório são transmitidos a um corpo de blocos de rocha ou de cascalho.

Barragens de enrocamento são construídas principalmente em locais onde existe rocha adequada sem grande cobertura e o material argiloso, para a construção de uma barragem de terra, é escasso, ou em locais onde, da escavação para o vertedouro e para outras obras, sai rocha em volume suficientemente grande para poder ser aproveitado na construção da barragem. Quando o material terroso e argiloso se encontra somente a grande distância, a diferença entre o preço do solo transportado, colocado e compactado e o preço do enrocamento correspondente pode ser equilibrado pelo menor volume da barragem de enrocamento, com taludes mais íngremes.

Existem dois métodos diferentes para a colocação do enrocamento. A pedra pode ser jogada em camadas de 10 a 20 m, às vezes mais, e ligeiramente compactada por meio de um jato d'água forte, ou pode ser colocada em camadas de 1 a 1,5 m e compactada por meio de rolos pesados ou tratores. O primeiro método é mais barato, porém está sujeito a provocar recalques relativamente grandes que continuam após o primeiro enchimento da represa. A colocação das pedras em camadas baixas e a compactação evitam esse inconveniente, mas geralmente é mais cara.

Um maciço de enrocamento é completamente impermeável; barragens desse tipo precisam, por isso, de um órgão vedante de material diferente. Com essa finalidade, podem ser usados concreto de cimento, concreto de asfalto ou argila. No passado, as vedações eram feitas com madeira e, em alguns casos, com aço, porém atualmente o uso desses materiais fica restrito a casos especiais.

Se a vedação é feita com uma construção de concreto de cimento ou de asfalto, geralmente se executa em forma de um diafragma na face de montante da barragem. Na Alemanha, até recentemente, foram construídas com a vedação mais ou menos no eixo da



**Figura 6.35** A barragem de Oroville, na Califórnia, com 235 m de altura, é uma das mais altas do mundo, construída em terra zoneada

barragem, porém parece que esse método atualmente não se aplica em outros países.

Quando o diafragma é colocado na frente, o corpo da barragem é construído com uma inclinação dos taludes aproximadamente igual ao ângulo de atrito interno de enrocamento. Usam-se inclinações de 1:1,3 até 1:1,75. Para evitar danos no diafragma, devido ao recalque do enrocamento, depois do primeiro enchimento da represa, tais como os que exigiram duas vezes o esvaziamento do Reservatório de Paradela, em Portugal, para consertos nas lajes de concreto, aconselha-se colocar a rocha em camadas de 1,0 a 1,5 m de espessura e compactá-la. A faixa de cerca de 3 m de espessura, acompanhando o talude de montante, que serve de base para o diafragma deve ser feita em blocos menores bem compactados. A Fig. 6.37 que mostra a seção transversal da Barragem de Candès, na França, serve de exemplo. Nessa barragem, o diafragma foi executado em concreto. Depois de enchidos os vazios entre os blocos de rocha com material fino, a superfície do talude foi compactada por meio de um rolo subindo e descendo o talude e posteriormente foi executada a laje de concreto diretamente sobre o enrocamento.

A laje tem uma espessura, que depende da profundidade abaixo da crista, segundo a fórmula

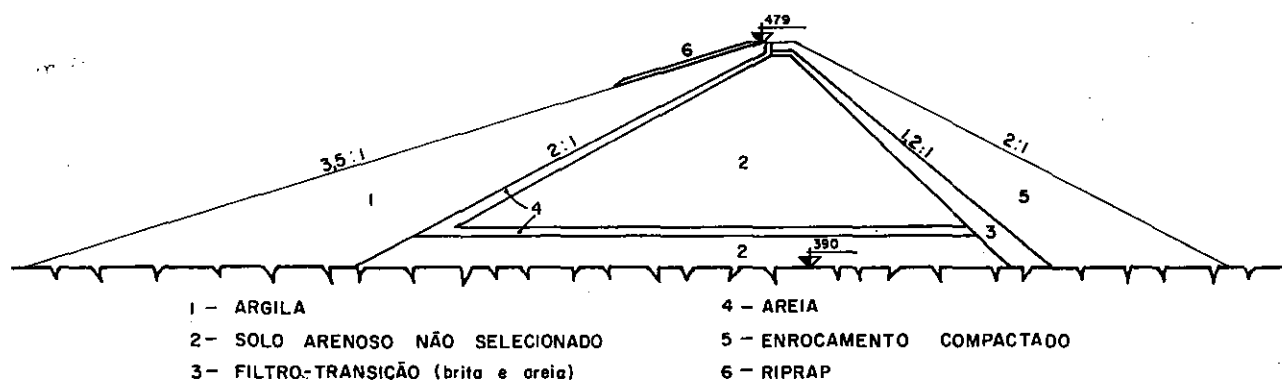
$$e = 0,3 + 0,0063h;$$

$e$  é dividida por juntas horizontais, espaçadas cerca de 6 a 12 m, aumentando a distância conforme vai subindo no talude, e por juntas verticais, em distância de 13 a 15 m. As juntas são enchidas com um material elástico que não apodrece, de cerca de 2 cm de espessura, e fechadas por mata-junta do tipo *Fugenband* ou similar. No passado se usava mata-junta de chapa de cobre em forma de *U*. Nesses casos é aconselhável colocar, debaixo das juntas, vigas de concreto embutidas no enrocamento, com a finalidade de diminuir o movimento diferencial das lajes vizinhas. As lajes recebem no meio armação simples ou dupla, em forma de malha de aço.

As lajes descansam, no pé da barragem, em blocos de concreto, que entrando alguns metros na rocha de fundação servem para aumentar o caminho de eventuais percolações. Às vezes uma galeria passa dentro desses blocos atravessando o vale e serve para executar as injeções de impermeabilização da fundação e, eventualmente, furos de drenagem.

Na construção do corpo da barragem com o diafragma de concreto de asfalto, valem os mesmos princípios. Na parte do enrocamento de regularização, coloca-se geralmente uma camada de brita asfaltada, que serve de leito para o diafragma. Alguns projetistas preferem um diafragma homogêneo de até 30 cm de espessura, colocado geralmente em duas ou três camadas; outros usam uma construção zoneada de duas camadas impermeáveis com uma camada drenante no meio delas, constituída de concreto asfáltico poroso. Diafragmas desse último tipo sempre estão ligados a uma galeria nos blocos do pé da barragem, como anteriormente descrito.

A estrutura interna de uma barragem de enrocamento, com parte impermeável de terra argilosa ou siltosa, depende principalmente das cubaturas do material disponível. Se o volume de terra disponível supera o da



**Figura 6.36** Estrutura da barragem de Xavantes, vendo-se a posição de seus drenos

rocha disponível, geralmente projeta-se uma seção com núcleo de argila. A Tennessey Valley Authority, por exemplo, construiu algumas barragens muito parecidas entre si: enrocamento nas partes de montante e de jusante, cada uma com talude médio de cerca de 1:2, e um grande núcleo argiloso simétrico ao eixo da barragem, com taludes entre 1:0,75 a 1:1,2 flanqueado de filtros. A barragem de Tooma, na Austrália (Fig. 6.38), representa outro exemplo interessante por sua composição especial. Na escavação para a fundação da barragem, foram descobertas falhas e fendas que não tinham sido constatadas anteriormente. Por isso o perfil primitivo foi modificado, substituindo-se na parte de montante, parcialmente, o núcleo de argila por enrocamento. Daí resultou a disposição assimétrica do núcleo. Aliás, a figura é auto-explicativa.

Se a quantidade de material impermeável é reduzida, o elemento vedante pode ter duas posições: vertical no eixo da barragem, ou inclinada na zona de montante. Cada uma dessas soluções tem seus calorosos defensores. Em favor da posição inclinada, alega-se que a parte que resiste ao empuxo d'água é maior e que o enrocamento pode ser colocado independentemente do tempo, mesmo com chuvas que impeçam a construção da parte argilosa. Na posição vertical, a colocação da argila no núcleo deve acompanhar o enrocamento e com chuvas, mesma fracas, todo o trabalho pára. Em regiões onde há dias chuvosos grande parte do ano, esse argumento pode ser decisivo. O núcleo vertical permite um talude de montante mais íngreme, o que diminui razoavelmente o volume do enrocamento.

A Fig. 6.39, Barragem de Binga nas Filipinas, serve de exemplo para o tipo com elemento impermeável inclinado. A parte central do enrocamento foi compactada para diminuir os recalques que pudessem danificar a parte impermeável e as zonas exteriores são de pedra jogada.

### 6.2.7.5 Barragens mistas

Esse termo usa-se muitas vezes quando se trata de barragens construídas parcialmente de terra e parcialmente de enrocamento. Achamos essa definição pouco precisa, porque todas as barragens de terra contêm partes de enrocamento, mesmo que seja apenas o *rip-rap* no talude de montante. Parece mais certo chamar barragens mistas àquelas que são construídas de partes

maciças de concreto, por exemplo, o vertedouro e a tomada d'água ligada à casa de força, enquanto que as ombreiras são de terra ou de enrocamento. Os projetos dessas partes não têm nada de especial, apenas a ligação entre construções de concreto e de terra exigem cuidados particulares.

A ligação deve ser feita por um muro que penetra na parte impermeável da barragem de terra, num comprimento, pelo menos, igual à altura do muro entre a distância da crista da barragem à fundação da mesma. Todas as faces desse muro devem ser inclinadas para que a terra, quando existir recalque, não se afaste dele, dando, assim, lugar para percolações. Imediatamente a jusante do muro deve ser colocada uma camada de areia e brita, que serve de dreno para a água eventualmente percolada.

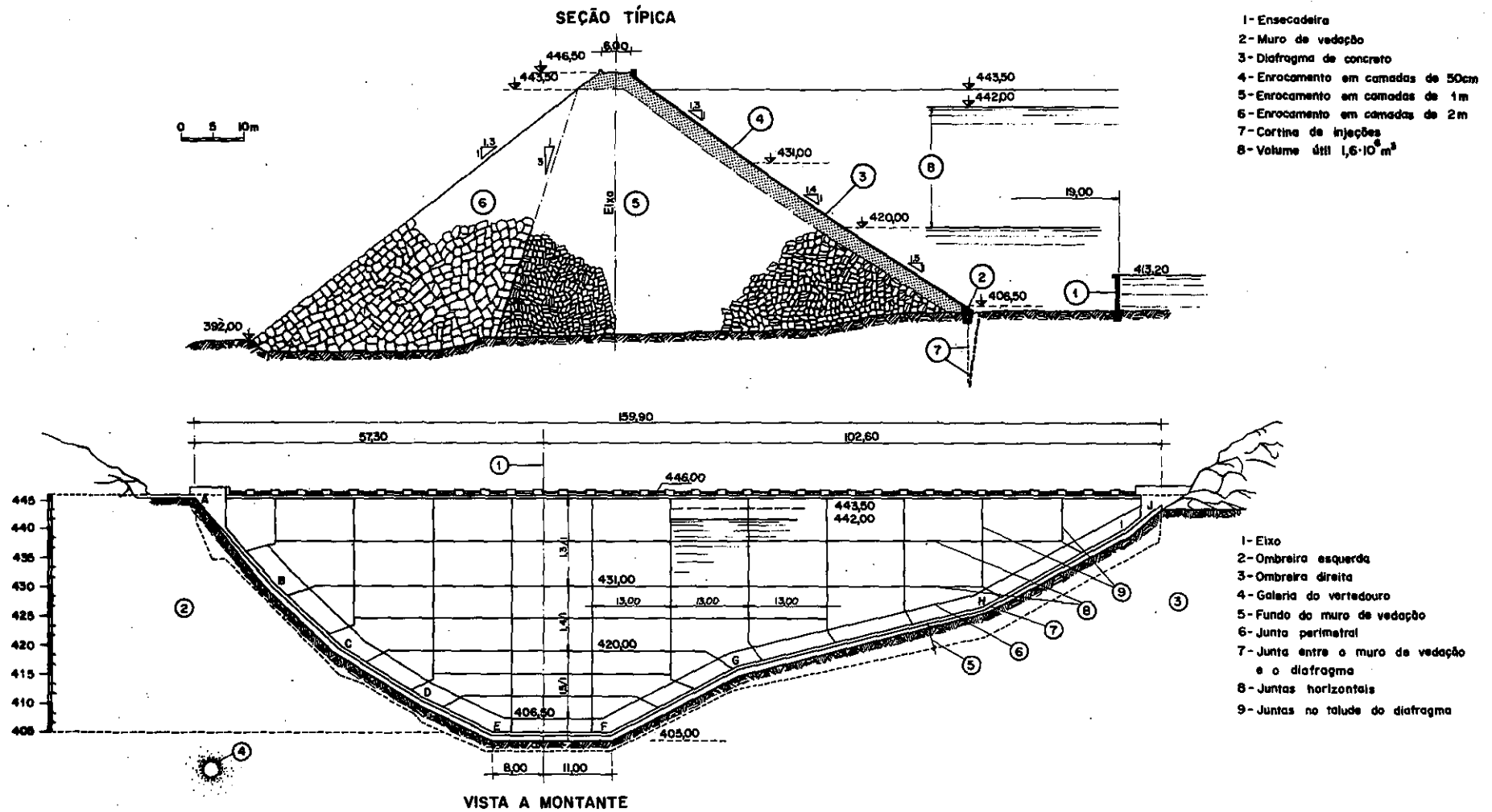
## 6.3 VERTEDOUROS

### 6.3.1 FIXAÇÃO DA DESCARGA DE PROJETO

No Cap. 4, item 4.2.3, foi descrito como se avalia a enchente máxima. Porém não é necessário dimensionar as comportas e outros componentes do vertedouro para esse máximo, se o reservatório tem grande superfície e atenua a onda da enchente, mesmo que, durante esta, o nível d'água no reservatório possa subir 1,0 a 2,0 m acima da altura normal. Nessa camada d'água acumula-se uma parte do volume da onda de enchente, fazendo subir lentamente o nível d'água e esvaziando-se também lentamente quando a ponta da enchente já tiver passado.

Para a avaliação dessa retenção, é necessário conhecer-se a variação da descarga desde o momento em que esta ultrapasse a capacidade do vertedouro com o nível d'água normal, até o momento em que a descarga afluente volte a esse valor. Nos EUA foi desenvolvido o método *unitgraph*\*. Por ele se pode traçar a curva das descargas de enchente em função do tempo, quando a intensidade das precipitações for registrada de hora em hora, durante alguns temporais, e a bacia hidrográfica for relativamente pequena, não ultrapassando cerca de 10 000 km<sup>2</sup> (veja o Cap. 4, item 4.2.3).

\**Design of Small Dams*, Bureau of Reclamation, primeira edição, 1960, segunda tiragem, 1961



**Figura 6.37** Seção transversal da barragem de enrocamento de Candès, na França, com diafragma de concreto a montante

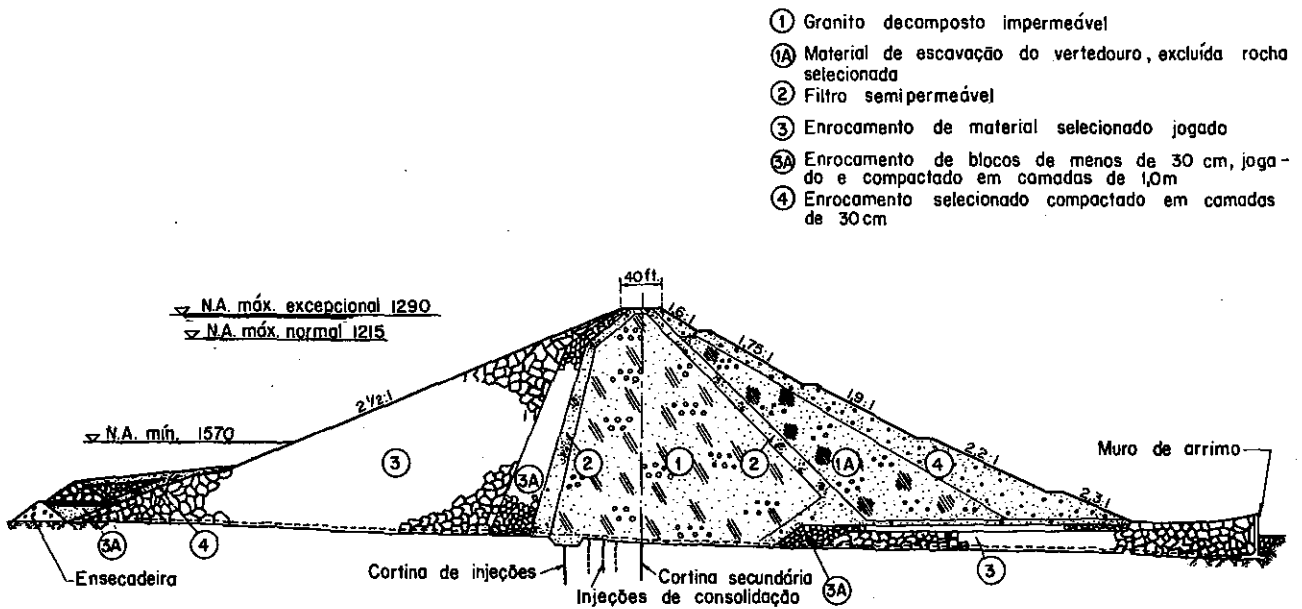


Figura 6.38 Composição especial do enrocamento e filtros da barragem de Tooma, na Austrália

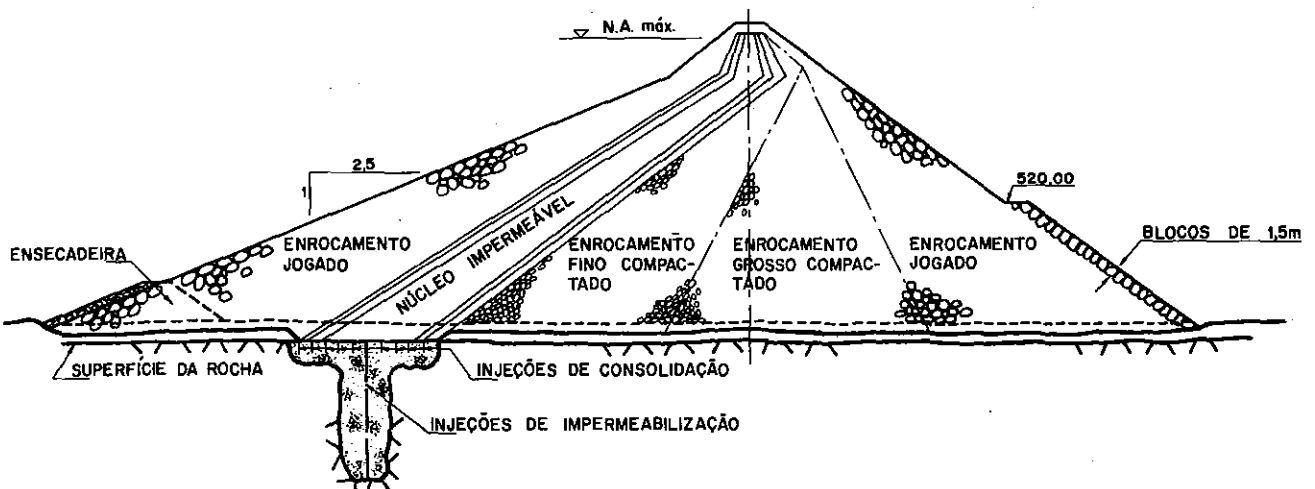


Figura 6.39 Exemplo do tipo vedação por elemento impermeável inclinado, da barragem de Binga, nas Filipinas

No Brasil existem poucos registros tão detalhados das precipitações e, nos locais dos aproveitamentos hidrelétricos com reservatório grande, a bacia hidrográfica é geralmente muito maior que o limite indicado: Furnas, 52 000 km<sup>2</sup>; Três Marias, 48 000 km<sup>2</sup>; Xavantes, 29 000 km<sup>2</sup>; Capivara, 88 000 km<sup>2</sup>; Jupia, 470 000 km<sup>2</sup>. É óbvio que, nestas grandes áreas, as chuvas não caem simultaneamente. Comparando o desenvolvimento de uma enchente em alguns postos fluviométricos num rio, com bacia hidrográfica com essa superfície, e em seus afluentes, verifica-se que a ponta de enchente é registrada nesses vários locais, em dias diferentes.

Por essa razão, devem ser usados outros métodos para a avaliação da forma da onda de enchente máxima. O posto fluviométrico mais perto do local da barragem serve de referência para esses cálculos. São estudadas várias enchentes das quais existem registros, que consistem geralmente em duas leituras diárias da régua. As descargas verificadas, durante o decorrer da enchente,

são aumentadas na relação entre a enchente máxima e a descarga maior, durante a enchente em estudo; é desenhado, então, o fluviograma, isto é, a curva das descargas em função do tempo para tais enchentes hipotéticas. Depois é estimada, em primeira aproximação, a descarga correspondente à capacidade do vertedouro, com nível d'água normal na represa, cerca de 60 a 80% da descarga máxima, e é medido o volume do diagrama situado acima dessa linha, o que significa o deflúvio da enchente. Como base, para os cálculos seguintes, escolhe-se a enchente com o deflúvio maior.

O método de cálculo será explicado utilizando-se a tabela da Fig. 6.40 e os diagramas da Fig. 6.41. Aconselha-se adotar os intervalos de tempo curtos, de acordo com a rapidez com que a descarga aumenta. No exemplo indicado na tabela da Fig. 6.40, o intervalo foi fixado em 6 h e as descargas correspondentes foram tiradas do fluviograma. Estabelece-se, em seguida, a fórmula para a capacidade de escoamento pelo verte-



Dia	Hora	Descarga afluente	média	Descarga escoada = $312,7 h^{3/2}$	média	Diferença 4-6	Segundos	Volume	Volume acumulado	Altura $h$	Nível d'água
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	12	18 170		18 170						15,00	334,00
19	18	22 200	20 185	18 330	18 250	1 935	21 600	42		15,09	334,09
	24	25 250	23 725	18 700	18 515	5 210	21 600	112	42	15,29	334,29
	6	26 750	26 000	19 230	18 965	7 035	21 600	152	154	15,58	334,58
20	12	27 300	27 025	19 750	10 510	7 515	21 600	162	306	15,88	334,88
	18	27 250	27 175	20 600	20 195	7 080	21 600	153	468	16,19	335,19
	24	26 850	27 050	20 825	20 718	6 332	21 600	137	758	16,43	335,43
	6	26 200	26 525	21 260	21 043	5 482	21 600	118	876	16,66	335,66
21	12	25 500	25 850	21 630	21 445	4 405	21 600	95	971	16,85	335,85
	18	25 100	25 300	21 820	21 725	3 575	21 600	77	1 048	16,95	335,95
	24	24 900	25 000	22 150	21 985	3 015	21 600	65	1 113	17,12	336,12
	6	24 700	24 800	22 370	22 260	2 540	21 600	55	1 168	17,23	336,23
22	12	24 350	24 525	22 520	22 445	2 080	21 600	45	1 213	17,31	336,31
	18	23 800	24 075	22 640	22 580	1 495	21 600	32	1 245	17,37	336,37
	24	23 150	23 475	22 700	22 670	805	21 600	17	1 262	17,40	336,40
	6	22 000	22 575	22 670	22 685	-110	21 600	-1	1 261	17,39	336,39
23	12	21 000	21 500	22 550	22 113	-613	21 600	-13	1 248	17,38	336,38
	18	20 100	20 550	22 500	22 525	-1 975	21 600	-43	1 205	17,30	336,30
	24	19 200	19 650	22 200	22 350	-2 700	21 600	-59	1 146	17,19	336,19
	6	18 400	18 800	21 900	22 050	-3 250	21 600	-70	1 076	17,05	336,05
24	12	17 700	18 050	21 700	21 800	-3 750	21 600	-81	995	16,89	335,89
	18	17 100	17 400	21 300	21 500	-4 700	21 600	-89	906	16,71	335,71
	24	16 500	16 800	21 000	21 150	-4 350	21 600	-94	812	16,53	335,53

Figura 6.40 Exemplo de tabela para registro de enchente

douro, como será explicado mais detalhadamente no item seguinte, sob a forma

$$Q = c \cdot L' \cdot h^{3/2} = a \cdot h^{3/2},$$

onde  $a$ , em nosso exemplo, assume o valor de 312,70. Traça-se o diagrama da relação do volume acumulado no reservatório entre o nível d'água normal e o excepcional, à altura  $h$  do nível d'água acima da soleira do vertedouro.

O cálculo é conduzido da maneira a seguir. Depois de se verificar a descarga afluente média do intervalo, avalia-se, em primeira aproximação, a descarga média escoada, e calcula-se a diferença entre ambas. Multiplica-se essa diferença pelo número de segundos do intervalo e obtém-se o deflúvio a ser acumulado ou retirado do reservatório. Do diagrama dos volumes acumulados, tira-se a altura  $h$  correspondente, e calculam-se a descarga escoada no fim do intervalo e a descarga média. O cálculo deve ser repetido até que essa descarga coincida com a descarga estimada em primeira aproximação. A tabela da Fig. 6.40 explica tal procedimento. Como mostra a Fig. 6.41, a curva das descargas escoadas está defasada em relação à curva das descargas afluentes. A descarga máxima afluente, de 27 300 m<sup>3</sup>/s, acontece às 12 h do dia 20, a máxima escoada, chamada descarga de projeto, de 22 700 m<sup>3</sup>/s, às 24 h do

dia 22, dois dias e meio depois. O vertedouro, então, deve ser dimensionado para a descarga de 22 700 m<sup>3</sup>/s.

Em rios pequenos às vezes são usados vertedouros com soleira fixa sem comportas; o método pode ser aplicado analogamente, porém o ponto de partida é a descarga que ultrapassa o engolimento das turbinas.

### 6.3.2 DIMENSIONAMENTO DO VERTEDOURO

Esse tema será explanado supondo-se que já sejam conhecidos os elementos básicos de hidráulica.

A capacidade de um vertedouro é calculada pela fórmula

$$Q = L' \cdot c \cdot h^{3/2},$$

onde  $L'$ , é a largura efetiva do vertedouro,  $c$  um coeficiente que depende da forma da soleira e  $h$  a altura da linha de energia acima da crista da soleira.  $L'$  é igual à largura total  $L$  do vertedouro, que pode compor-se de  $n$  vãos separados entre si por pilares, diminuída pela largura da contração lateral do jato d'água. O coeficiente de contração  $k$  depende da forma dos pilares e pode ser avaliada, para pilares com frente de montante redonda ou com ponta, em 0,01. Então

$$Q = (L - 2nh) \cdot c \cdot h^{3/2} = (L - 0,02nh) \cdot c \cdot h^{3/2}.$$

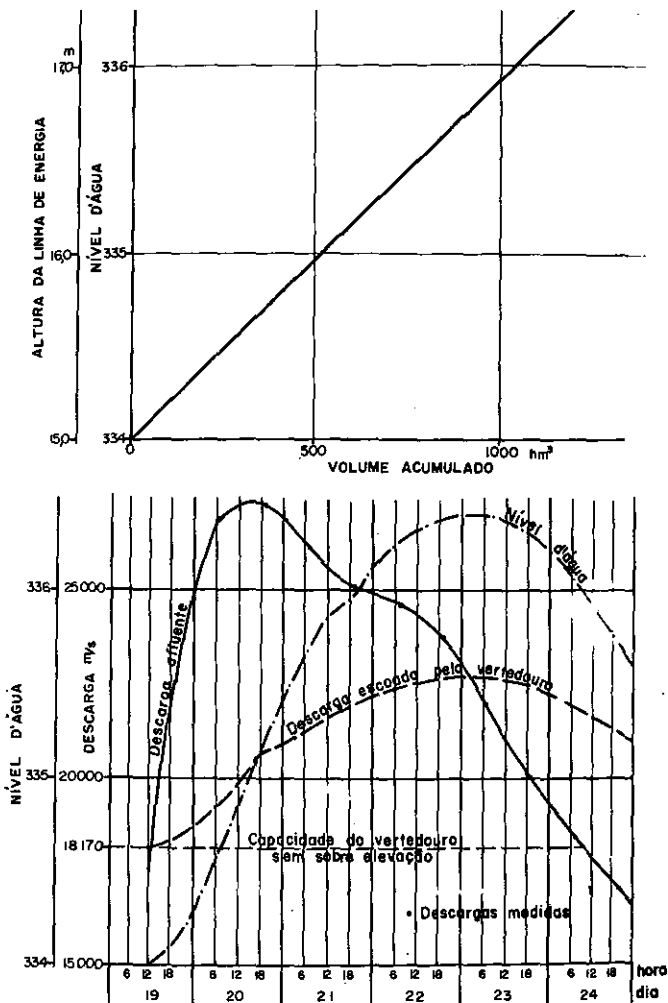


Figura 6.41 Diagramas indicativos dos cálculos dos valores obtidos nas medições registradas na tabela da Fig. 6.40

O coeficiente *c* nestas fórmulas depende:

- a) da forma da soleira,
- b) de sua altura sobre o fundo da adução,
- c) da inclinação de sua frente de montante,
- d) do nível d'água de jusante,
- e) da velocidade d'água a jusante.

A superfície da soleira deve ter a forma da superfície inferior do jato d'água que passa sobre uma soleira com crista linear. Se a superfície da soleira é mais alta, o coeficiente *c* é menor, e, se é mais baixa, o coeficiente, aumenta, mas a soleira será atacada por erosões provocadas pela subpressão. Por isso, será desenhada com base na altura da linha de energia  $H_0$ , sobre a crista da soleira. A linha de energia, em reservatórios de grandes dimensões, coincide com o nível d'água da represa, numa distância do vertedouro onde a velocidade d'água é praticamente nula, diminuída pela perda de carga no canal de adução, se existir.

Teoricamente a superfície deve ter a forma de uma parábola com a equação

$$\frac{y}{H_0} = k \left( \frac{x}{H_0} \right)^n,$$

onde

- x* = distância horizontal, considerando-se o ponto mais alto da crista igual a zero,
- y* = distância vertical da crista,
- k* e *n* = fatores que dependem principalmente da inclinação da face de montante da soleira e da velocidade da água afluente,
- $H_0$  = altura da linha de energia sobre a crista da soleira.

Nos casos em que a velocidade de aproximação pode ser desprezada, os fatores *k* e *n* têm os seguintes valores, para diversas inclinações da face de montante:

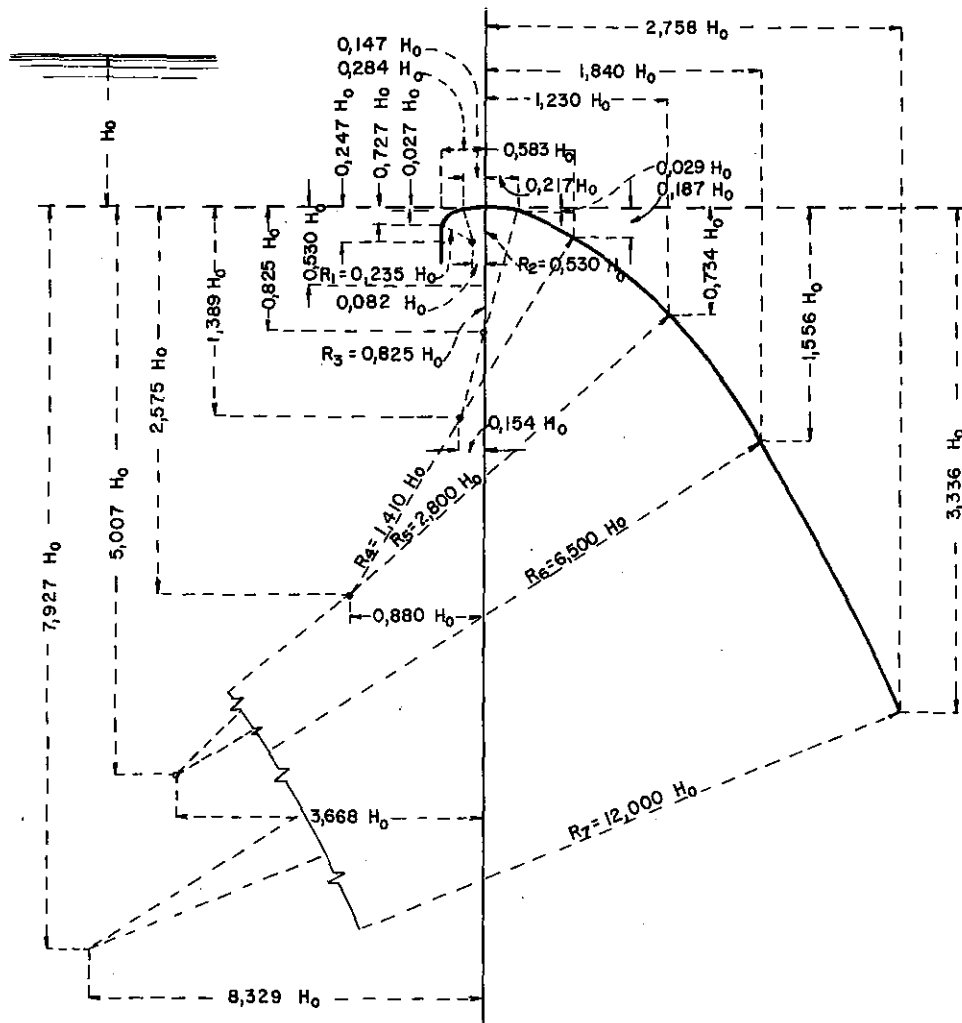
Inclinação 1 horizontal por <i>x</i> vertical	<i>k</i>	<i>n</i>
1: ∞ (vertical)	0,5	1,872
1:3	0,5	1,851
1:1,5	0,526	1,802
1:1	0,54	1,780

A forma da soleira, com face de montante vertical e velocidade de aproximação nula, pode ser composta de curvas com raios relacionados à altura  $H_0$ , como mostra a Fig. 6.42. Aconselha-se, pelo menos para projetos preliminares, desenhar-se o perfil da soleira segundo essas indicações, adotando para  $H_0$  a máxima sobrelevação do nível d'água na represa. Desse modo, com descargas menores da máxima, não haverá subpressões, mesmo com a face de montante inclinada, mas poderá acontecer por pouco tempo, durante a enchente máxima, com probabilidade de cerca de 0,01%. A redução do coeficiente para descargas menores é desprezível. Se, por exemplo, a superfície da soleira é calculada, para  $H_0$ , igual a 17 m, incluindo 2,0 m de sobrelevação, o coeficiente *c*, concomitantemente, a capacidade do vertedouro para  $H_0$  igual a 15 m, que corresponde ao nível d'água normal na represa, será reduzido 2%, em relação a uma soleira desenhada para essa altura.

Os diagramas da Fig. 6.43 servem para a fixação do valor do coeficiente *c*. O diagrama 1 indica o valor  $c_0$ , para soleira com frente vertical, que representa a forma base, enquanto os diagramas 2 e 3 mostram as correções do coeficiente para condições diferentes, o diagrama 2 para o caso de a linha energética atual não coincidir com aquela para a qual a forma da soleira foi desenhada, e o diagrama 3 para a face de montante inclinada.

Esses diagramas indicam o valor do coeficiente de descarga, sem levar em conta a influência da altura do nível d'água de jusante. Porém o jato d'água que cai por cima da soleira, às vezes, está afogado pelo nível d'água de jusante; podem, então, existir cinco casos diferentes de escoamento a jusante, dependendo da posição do fundo do canal de fuga e do nível d'água em relação à crista da soleira:

- a) a velocidade fica supercrítica,
- b) forma-se um ressalto incompleto,
- c) forma-se um ressalto completo,
- d) forma-se um ressalto afogado, onde o jato d'água de grande velocidade acompanha, primeiro, a forma do fundo do canal e, depois, toma caminho indefinido por baixo ou pelo meio da água mais lenta,



**Figura 6.42** Forma de soleira de vertedouro, indicando as curvas com os raios relacionados à altura da linha de energia sobre a crista

e) não se forma ressalto, o jato solta-se da soleira, corre por cima da água no canal, por curta distância, e depois se mistura com a água mais lenta.

O diagrama 6, da Fig. 6.44, ilustra as condições que produzem as diferentes características do escoamento, indicando também a diminuição percentual do coeficiente de descarga, quando a soleira é construída dentro de um canal, com fundo a montante e a jusante, na mesma cota. Quando o vertedouro, com a crista da soleira situada muito acima do nível máximo do rio, escoam as águas dentro de um canal fortemente inclinado, que se chama *rápido*, aconselha-se dar ao fundo desse canal declividade que produza, pelo menos, velocidade d'água supercrítica. Como mostra o diagrama, o fundo do canal a jusante deve ser localizado 1,7 vezes a altura  $H$  abaixo do nível d'água na represa, para evitar que o nível d'água influencie na capacidade do vertedouro, diminuindo o fator de escoamento. Se os valores de  $(h_a + d)/H$  e  $h_d/H$  caem dentro das duas curvas que delimitam a área da altura insuficiente para a formação do ressalto, pode-se usar o diagrama 4 (Fig. 6.43) para se obter a redução do fator  $c$ .

Se o vertedouro com soleira formada por uma barragem baixa escoar diretamente no rio, o nível d'água correspondente à determinada descarga pode ser tirado

da curva-chave. Nesses casos, usam-se os diagramas 5 e 6, que são auto-explicativos.

Com a finalidade de escoar descargas pequenas, sem sobrelevação do nível d'água na represa e sem uso de partes móveis, como comportas, instalam-se às vezes sifões. A vantagem desse tipo de vertedouro consiste, além da conservação praticamente exata do nível d'água normal na represa, na operação completamente automática e na dispensa de manutenção constante.

A Fig. 6.45 apresenta a forma de um sifão. O ramo do sifão que desce pode ter qualquer inclinação. No presente caso, o sifão está encaixado numa barragem de gravidade, o que exige certa inclinação do talude de jusante, fixando, assim, a inclinação do sifão. Quando o nível d'água na represa sobe apenas alguns centímetros, uma camada d'água passa sobre a crista do vertedouro e, ganhando velocidade, desce e entra na bacia na extremidade inferior. Esse jato leva consigo o ar contido no sifão que sai, por debaixo da parede inferior, em forma de bolhas, produzindo uma depressão no sifão, que por sua vez aumenta a descarga. Na pequena curvatura, na extremidade inferior do canal, o jato se solta da parede e cai livre, o que ajuda na retirada do ar. Em poucos minutos, o ar é aspirado completamente e o sifão atinge sua plena capacidade. Quando o nível d'água

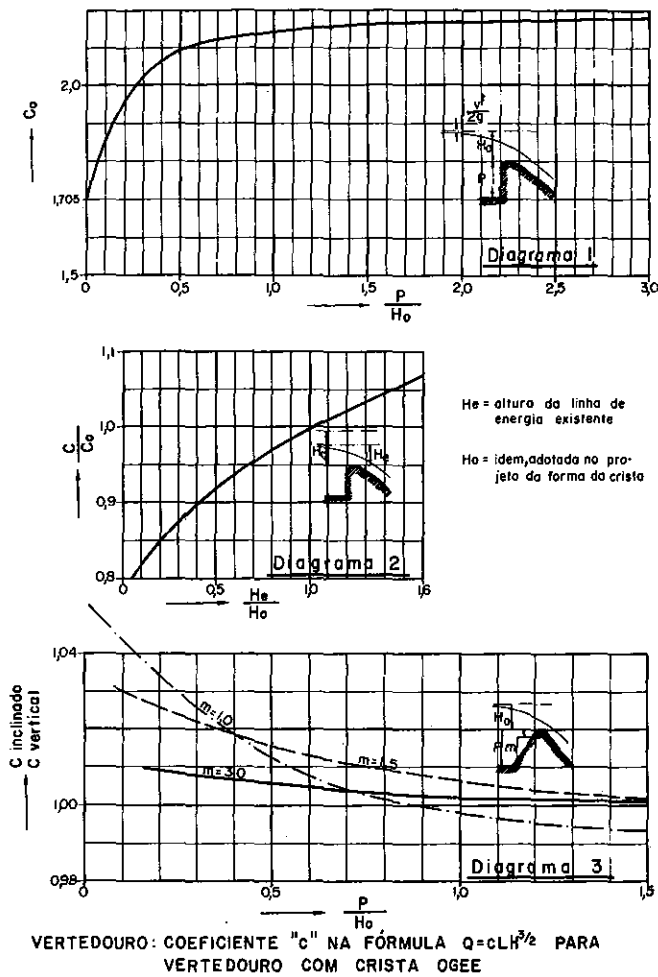


Figura 6.43 Diagramas para fixação do valor do coeficiente c, em função da forma da soleira

na represa desce, entra ar por debaixo da curvatura superior, diminuindo no início a descarga, até encher completamente o sifão, interrompendo seu funcionamento.

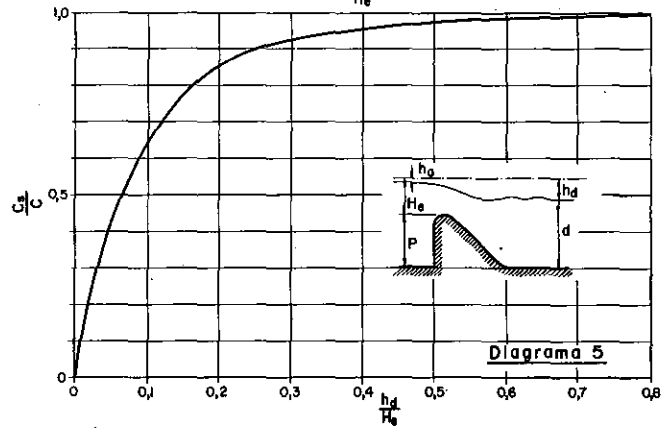
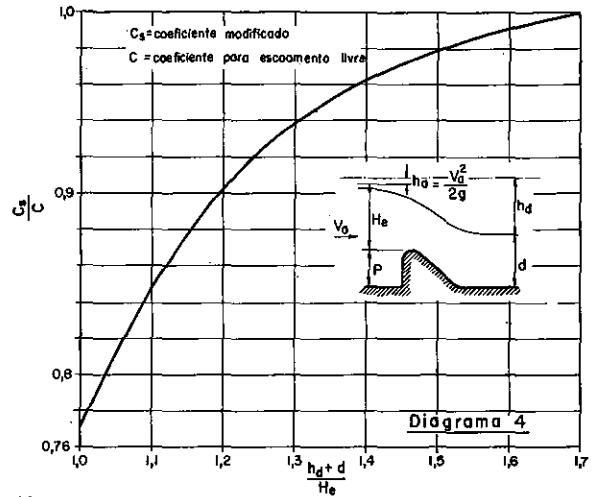
Para evitar cavitações, a linha piezométrica, em nenhuma parte do sifão, deve ficar mais que 7 a 8 m abaixo da parede superior. Para isso, a velocidade no vértice do sifão, para quedas acima de 6 m, deve ser diminuída aumentando a seção do canal, em relação a área, na saída.

Como os sifões são raramente usados, não entraremos em maiores explicações.

### 6.3.3 DISSIPACÃO DA ENERGIA

#### 6.3.3.1 Generalidades

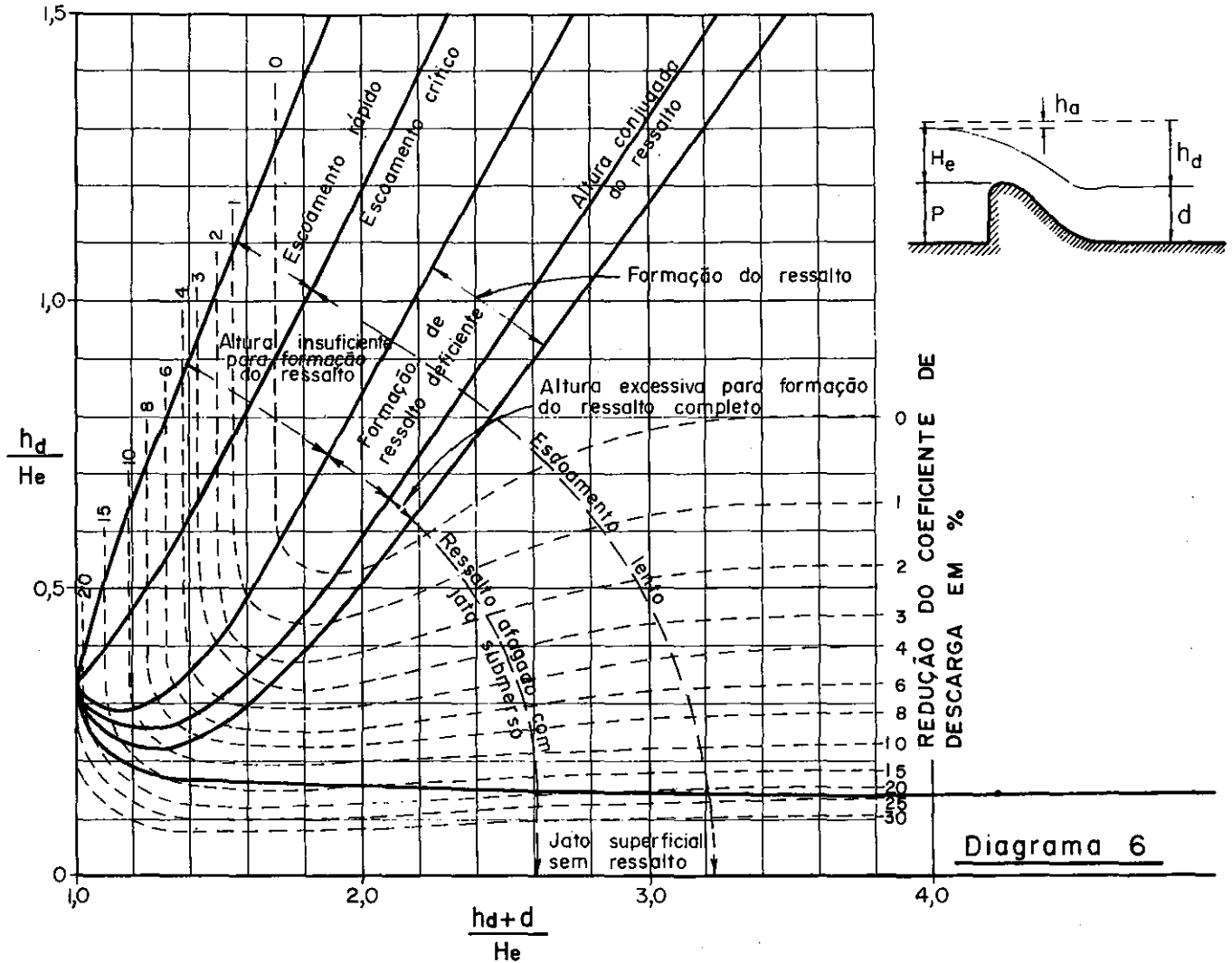
A energia produzida pela água caindo pelo vertedouro depende da descarga e da queda e pode chegar a valores enormes. Na Usina Hidrelétrica de Capivara, no Rio Paranapanema, por exemplo, passam 14 000 m<sup>3</sup>/s pelo vertedouro que produzem, com queda de 45 m, uma potência de cerca de 6 000 000 kW, ou seja 48 000 kW em cada metro de largura das comportas. Essa energia deve ser dissipada de maneira a evitar danos nas construções. Na intenção de diminuir os efeitos do ataque concentrado às construções do dissipador de energia e,



NOTAS: USE O DIAGRAMA 4 QUANDO  $\frac{h_d + d}{H_e}$  É MENOR QUE 1,7 E  $\frac{h_d}{H_e}$  MAIOR QUE 0,5  
USE O DIAGRAMA 2 QUANDO  $\frac{h_d + d}{H_e}$  É MAIOR QUE 3,4  
EM TODOS OS OUTROS CASOS CONSULTE O DIAGRAMA 6

concomitantemente, ao fundo do rio a jusante, pode-se aumentar a largura do dissipador. Devido a sua alta velocidade, a água saindo das comportas se espalha muito lentamente num canal mais largo que a largura total das comportas. A abertura do ângulo formado por cada dois dos muros laterais, em planta, em relação ao eixo do canal, deve ser no máximo  $1/3F$ , onde  $F$  é o número de Froude, igual a  $v/\sqrt{gy}$ . Para  $v$  e  $y$  é adotada a média dos valores nas duas extremidades do canal. Geralmente não se dispõe de distância suficiente, entre as comportas e o dissipador, para um alargamento eficiente. Aumentar a largura total das comportas e, em compensação, diminuir sua altura com a finalidade de obter um dissipador menos concentrado é uma solução relativamente cara. Com efeito, a capacidade do vertedouro aumenta linearmente com a largura, mas aumenta com a potência  $3/2$  da altura, de acordo com a equação  $Q = cLh^{3/2}$ . Aumentando-se 10% na largura, a altura das comportas pode ser reduzida apenas 6%, mantendo-se a mesma capacidade. Estudos comparativos, onde se leva em conta o custo das comportas, da escavação e do concreto do conjunto do vertedouro e do dissipador, definirão a solução mais econômica.

Foram projetados, pesquisados em modelo reduzido e construídos muitos tipos de instalações para a dissipação da energia, mas nas seções seguintes serão descritas apenas os atualmente mais usados.



**Figura 6.44** Diagrama que ilustra as condições que produzem as diferentes características do escoamento, indicando a influência da altura do nível d'água e da altura da soleira de jusantes sobre o coeficiente de descarga

6.3.3.2 Bacias de dissipação

A água sai das comportas em regime rápido, mas no rio corre sempre em regime lento. A redução da alta velocidade, na saída das comportas, para a pequena velocidade, no rio, e a dissipação correspondente de energia efetuam-se de um modo eficiente através do ressalto decorrente da brusca elevação do nível d'água; forma-se um rolo d'água superposto ao jato descendo do vertedouro. A fricção entre o jato e o rolo transforma a energia cinética da água parcialmente em calor. A Fig. 6.46 mostra esquematicamente um ressalto.

Nesse fenômeno, é completamente indiferente se a água cai por sobre uma barragem, ou se sai de uma descarga de fundo, de uma galeria ou de um rápido, como mostra a Fig. 6.47, pressuposto que a profundidade do jato  $y_1$  e sua velocidade  $v_1$  sejam as mesmas nos quatro casos.

Para a formação do ressalto precisa-se de certa

profundidade  $y_2$  a jusante, que é determinada pela fórmula

$$y_2 = -\frac{y_1}{2} + \sqrt{\left(\frac{y_1}{2}\right)^2 + \frac{2y_1v_1^2}{g}}$$

onde

- $y_1$  = profundidade do jato antes do ressalto.
- $y_2$  = profundidade depois do ressalto.
- $y_1$  e  $y_2$  = chamam-se profundidades conjugadas.

A equação pode ser solucionada usando-se o gráfico da Fig. 6.48, que foi traçado supondo-se que a velocidade, no jato com a profundidade  $y_1$ , seja igual a

$$v_1 = \sqrt{2gH}$$

onde  $H$  é a diferença de altura entre o nível d'água de montante e a superfície do jato. Eventuais perdas de carga são desprezadas.

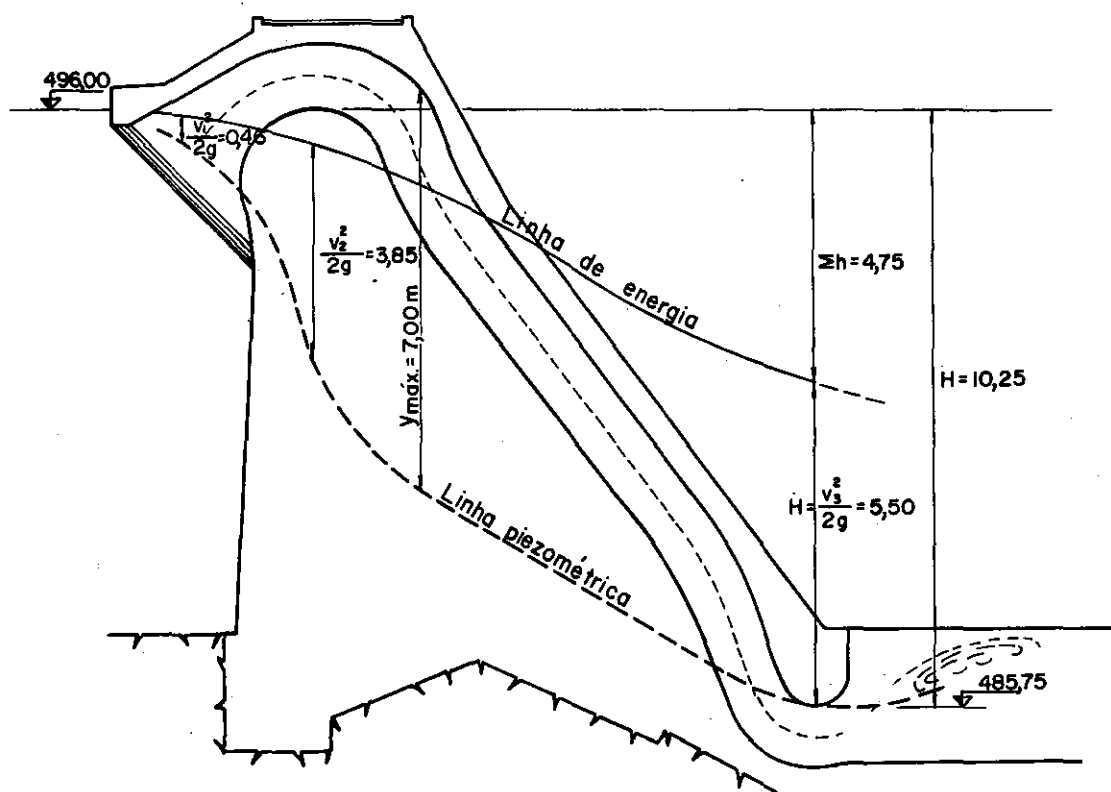


Figura 6.45 Vertedouro em forma de sifão, encaixado numa barragem de tipo gravidade

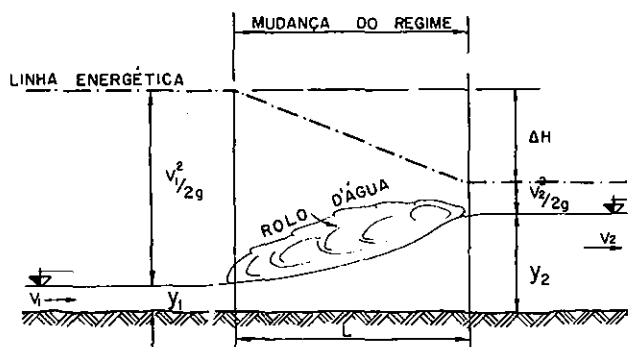


Figura 6.46 Indicação esquemática da formação de um "rolo d'água", no resalto decorrente da redução da alta velocidade de saída d'água, em um dos casos mostrados na Fig. 6.48

A fórmula pode ser transformada na seguinte:

$$\frac{y_2}{y_1} = -\frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1),$$

onde  $Fr$  é o número de Froude, igual a  $v_1 / \sqrt{gy_1}$ , que indica a relação entre a velocidade  $v_1$  e a velocidade crítica.

Note-se que, sendo a finalidade deste livro indicar regras práticas ao projetista, não se entra na teoria desse fenômeno. Para mais detalhes aconselhamos o estudo do livro de Edward A. Elevatorsky, *Hydraulic Energy Dissipators*, que a nosso ver dá o mais completo resumo de todos os problemas concernentes a esse assunto.

A profundidade d'água necessária para forçar o resalto  $y_2$  pode ser obtida usando-se também o grá-

fico da Fig. 6.49, onde todas as alturas estão relacionadas à velocidade crítica. Calcula-se a profundidade crítica pela fórmula

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

e calcula-se assim a relação  $H_1/y_c$  entre a diferença de altura das linhas energéticas de montante e de jusante ( $H_1$ ), aplicando-se o valor obtido para a profundidade crítica ( $y_c$ ). Para o valor assim verificado, tiram-se do gráfico os valores  $y_1/y_c$  e  $y_2/y_1$  e daí  $y_1$  e  $y_2$ . Subtraindo o valor  $y_2$  da cota do nível d'água de jusante correspondente, obtém-se a cota do fundo da bacia de dissipação. Note-se que a perda de carga por atrito no

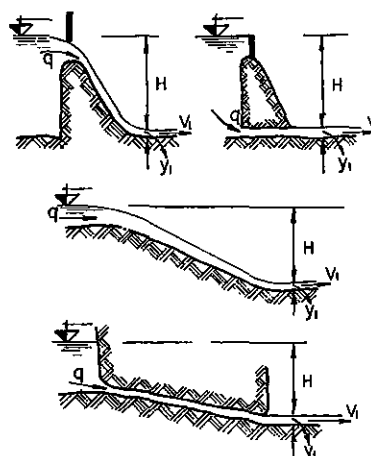
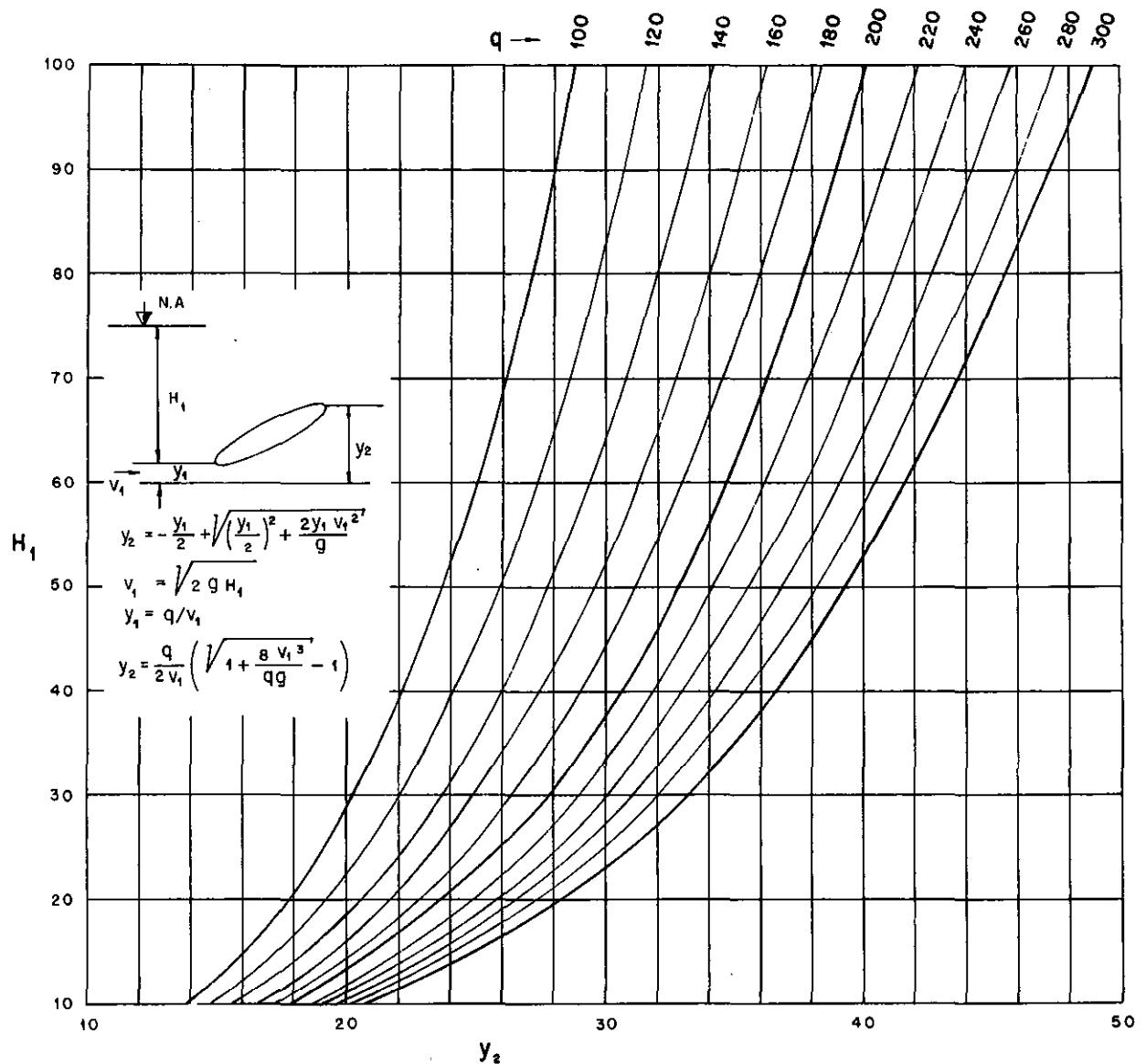


Figura 6.47 Possíveis descargas de barragens, que provocam altas velocidades de saídas d'água



**Figura 6.48** Gráfico para solução da equação determinante da altura do ressalto

canal, entre as comportas e a bacia, foi desprezada e que a mesma pode ser avaliada em até 10% de  $H_L$ .

Outra dimensão que deve ser determinada é o comprimento do ressalto, do que depende o comprimento da bacia de dissipação. Foram executados muitos ensaios em modelos reduzidos, dos quais resultaram muitas fórmulas para a determinação do comprimento do ressalto e que diferem razoavelmente entre si. O ressalto é um fenômeno muito turbulento e ao rolo d'água superpõe-se uma camada d'água emulsionada que forma espuma. Por isso é difícil definir-se exatamente o começo e o fim do ressalto. Geralmente basta adotar o comprimento da bacia, em primeira aproximação, fornecido pela fórmula

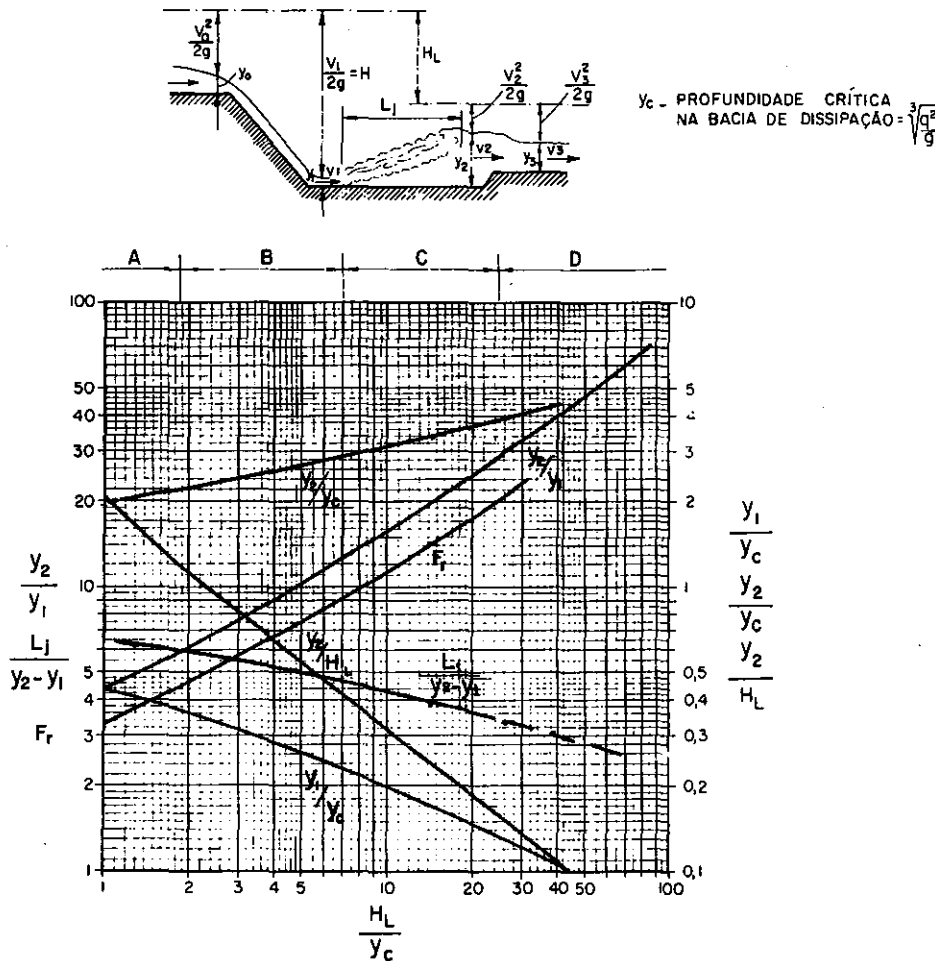
$$L_j = (y_2 - y_1) \cdot 10,8F_r^{-0,38},$$

conforme a curva no gráfico da Fig. 6.49.

Para bacias com blocos dispersos e soleiras dentadas, tira-se o comprimento do ressalto dos gráficos das Figs. 6.52 a 6.54.

Usando-se o gráfico da Fig. 6.50, pode ser definido imediatamente a cota do fundo da bacia logo abaixo da crista do vertedouro.

O caso ideal seria aquele em que, para cada descarga escoada pelas comportas, existisse uma profundidade d'água a jusante igual ao  $y_2$ , necessária para a formação do ressalto. Porém esse caso não existe na natureza. Se a profundidade é menor que a exigida, o jato d'água corre pelo canal de fuga perdendo lentamente a velocidade pelo atrito no fundo e nas paredes. Como se pode deduzir da fórmula, à medida que diminui a velocidade decresce também a profundidade necessária, e o jato d'água chega ao ponto em que a altura do nível d'água de jusante corresponde à velocidade e à profundidade do jato d'água, aparecendo conseqüentemente o ressalto. Se a profundidade d'água de jusante é maior que a necessária, não se forma um ressalto, o jato d'água passa com grande velocidade no fundo do canal provocando erosão. Às vezes o jato sobe e desce periodicamente, erodindo o fundo nos lugares onde bate.



- A : TRANSIÇÃO, EVENTUALMENTE ESCOAMENTO OSCILANTE
- B : RESSALTO COMPLETO, MENOR INFLUÊNCIA SOBRE O ESCOAMENTO A JUSANTE
- C : RESSALTO INCOMPLETO
- D : RESSALTO DEFICIENTE, SUPERFÍCIE TURBULENTA

**Figura 6.49** Curvas para o dimensionamento de bacias de dissipação de seção transversal retangular

No primeiro caso, falta de profundidade, existe uma solução muito simples: afundar o canal na extensão do ressalto até chegar à profundidade necessária  $y_2$ , formando, assim, um poço que é chamada bacia de dissipação. A forma da bacia de dissipação depende do número de Froude, que pode ser obtido do gráfico da Fig. 6.51, a partir da descarga unitária  $q$  e a diferença de altura  $H$  da linha energética a montante e da superfície do jato d'água com a velocidade  $v_1$ . Também, nesse caso, a perda por atrito entre as comportas e a bacia de dissipação é desprezada.

Nas exposições a seguir, pressupõe-se que na bacia de dissipação exista a profundidade  $y_2$  conjugada à espessura  $y_1$  do jato que entra.

O valor do número de Froude igual a 1 significa que o jato d'água saindo das comportas tem, na entrada da bacia de dissipação, exatamente a velocidade e a espessura crítica; pela fórmula das profundidades conjugadas, resulta que nesse caso  $y_2$  é igual a  $y_1$ , o que significa que também no canal de fuga existe velocidade crítica sem mudança do regime. A certa distância do vertedouro, a água perde velocidade pelo atrito, de modo que o regime passa para o subcrítico, porém a mudança

efetua-se sem formação do ressalto. Apenas na desembocadura do canal de fuga, no leito do rio, realiza-se a transição descontrolada para a velocidade ali existente.

A situação fica aproximadamente a mesma para números de Froude de até 1,7. Porém a velocidade d'água a jusante de barragens que criam queda de 10 m (usinas hidrelétricas importantes com menos de 10 m de queda somente são construídas, no Brasil, em casos excepcionais) atinge cerca de 14 m/s, e por essa razão todo o canal de fuga precisa de um revestimento que resista a tal velocidade.

Entre os números 1,7 e 2,5, começam a surgir pequenos rolos d'água, na superfície, sem ressalto; entre 2,5 e 4,5 aparece um ressalto, mas o jato que entra oscila entre o fundo do canal e a superfície d'água. Essa ação produz ondas constantes por grande distância para além da bacia de dissipação.

A Fig. 6.52 mostra as características da bacia para números de Froude entre 2,5 e 4,5, sugeridas pelo Bureau of Reclamation.

Para números de Froude iguais ou superiores a 4,5, forma-se um ressalto completo. A dissipação de energia realiza-se, na maior parte, no ressalto mesmo e,



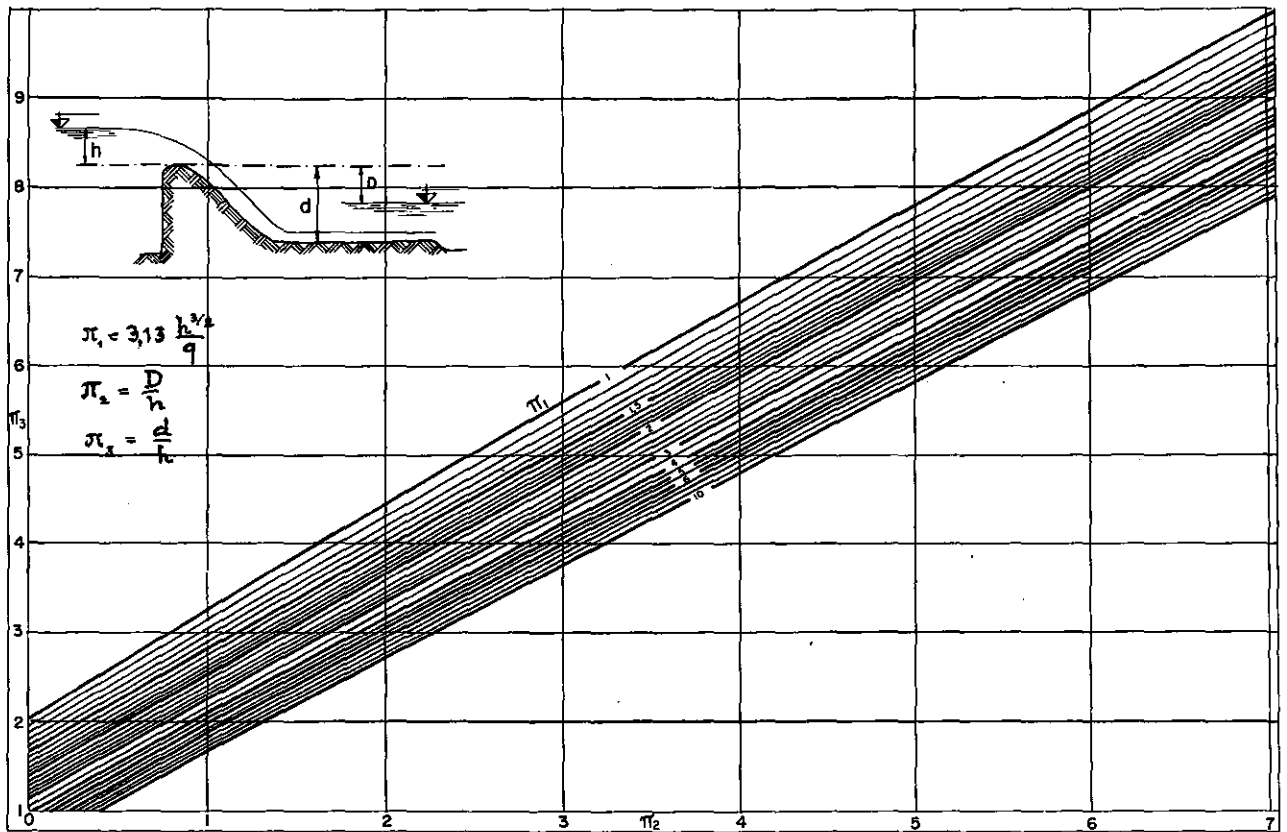


Figura 6.50 Ábaco para determinação do fundo da bacia de dissipação

a jusante, a superfície d'água fica relativamente lisa, apenas para valores acima de 9,0 a superfície é mais áspera e ondulada. As formas da bacia de dissipação adequada, para esses casos, são mostradas nas Figs. 6.53 e 6.54. Os blocos dispersores mostrados na Fig. 6.53 servem para estabilizar o ressalto, encurtar o comprimento da bacia e eventualmente reduzir a profundidade necessária. Porém estão sujeitos a erosões por cavitação, se a velocidade d'água ultrapassar 15 m/s. De qualquer modo, todos os cantos devem ser bem arredondados. Se a velocidade d'água é maior que 15 m/s, aplica-se a forma da Fig. 6.54.

Suponhamos que a bacia de dissipação seja dimensionada para a descarga da enchente máxima. Para todas as descargas menores é raro que a profundidade d'água de jusante, dada pela curva-chave, coincida com a profundidade conjugada à profundidade do jato na entrada. Calculando-se as profundidades necessárias para diversas descargas e adicionando-as à cota do fundo da bacia anteriormente fixada, obtém-se uma curva que nesse caso deve ser paralela à curva-chave. Geralmente as duas curvas se cruzam como mostram as Figs. 6.55 e 6.56.

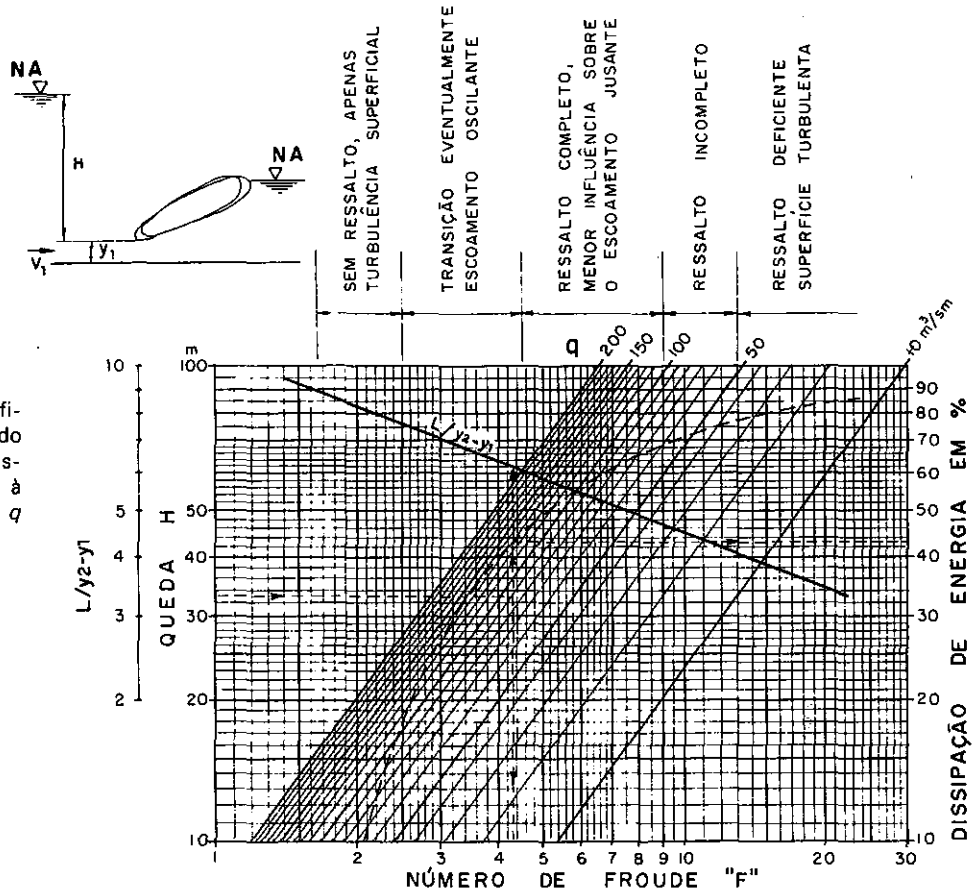
O caso da Fig. 6.55 se apresenta raramente. Quase nunca a profundidade do rio, para a enchente de projeto, é suficiente para criar o ressalto. O fundo do canal deve ser rebaixado, formando a bacia de dissipação que oferece condições mais favoráveis também para as vazões menores. Além disso, a curva-chave deve ter inclinação muito forte no seu ramo superior, o que acontece em vales estreitos com pouca declividade.

As condições da Fig. 6.56 se verificam muito frequentemente. Para descargas menores das de projeto, a profundidade é maior do que a conjugada. Porém a bacia tem geralmente, na sua extremidade de jusante, uma parede aproximadamente vertical, entre o fundo da bacia e do canal de fuga, que impede que o jato d'água corra com grande velocidade sobre o fundo do canal de fuga, como foi descrito anteriormente. Assim se forma uma dissipação de energia menos regular dentro da bacia.

### 6.3.3.3 Outras formas do dissipador de energia

Da bacia de dissipação (descrita na seção anterior) sai a água acalmada com distribuição regular da velocidade na seção do canal. Porém a construção da bacia exige grandes volumes de escavação e de concreto e conseqüentemente investimentos elevados. Esse tipo deve ser usado se o fundo do rio é de aluviões ou outro material fraco, sujeito a forte erosão. Se o material é mais resistente e consiste de rocha, podem ser aplicadas outras formas de dissipação.

Um tipo muito usado apresenta na extremidade inferior do rápido uma concha cilíndrica. Chamamos de rápido o trecho entre as comportas ou a crista do vertedouro e a bacia de dissipação, no caso em questão representada pela concha. Dependendo da altura da concha acima do nível d'água de jusante, existem três alternativas para a localização da aresta de saída da



**Figura 6.51** Gráfico para definição do número de Froude, do comprimento \$L\$ do ressalto e a dissipação de energia, em relação à queda e a descarga unitária \$q\$

concha: relativamente alta acima do nível d'água, aproximadamente na mesma altura e abaixo do nível.

Nos primeiros dois casos, a concha tem a finalidade de dirigir o jato d'água a uma distância tal que não prejudique a estabilidade das construções, pois é inevitável a formação de um poço erodido no fundo do rio. Essa distância depende da velocidade do jato saindo da concha e do ângulo que forma a tangente à curvatura da concha na saída com a horizontal.

A equação do jato d'água é

$$y = x \operatorname{tg} \alpha - \frac{g}{2v^2 \cos^2 \alpha} \cdot x^2,$$

onde

\$y\$ = altura do jato na distância \$x\$, ambos relacionados à aresta da concha,

\$v\$ = velocidade do jato na saída da concha,

\$\alpha\$ = ângulo que o jato forma com a horizontal na saída da concha.

Essa fórmula pode ser transformada na forma adimensional, introduzindo-se a diferença de altura \$h\$, entre a linha energética a montante do vertedouro e a aresta da concha, e adotando a velocidade \$v = \sqrt{2gh}\$. Então teremos

$$\left(\frac{X}{h}\right) = \operatorname{sen} 2\alpha + \sqrt{\operatorname{sen}^2 2\alpha + 4 \cos^2 \alpha \left(\frac{Y}{h}\right)}.$$

A Fig. 6.57 serve para definir o alcance teórico do jato, sem levar em conta o atrito e a aeração do mesmo. A distância real pode ser avaliada em 0,9 vezes a calculada pela fórmula.

Esse método pode ser aplicado para a avaliação do alcance do jato d'água que sai de rápidos de comprimento não muito grande, de descarga unitária maior que \$100 \text{ m}^3/\text{s m}\$ e conseqüentemente de altura de lâmina d'água relativamente grande.

Numa calha, por exemplo, de \$38^\circ\$ de inclinação e a descarga unitária \$q = 180 \text{ m}^3/\text{s m}\$, na distância de \$120 \text{ m}\$ da crista da soleira do vertedouro, a diferença entre a altura da lâmina d'água, calculada sem atrito e a com atrito, importa em apenas alguns centímetros.

Para se definir a altura necessária das paredes laterais da calha dos rápidos muito extensos e com descarga unitária menor que a indicada, aconselha-se executar um cálculo mais exato. Muitos pesquisadores trataram desse assunto e, sem entrar na teoria desse fenômeno, damos a seguir um método relativamente simples para a definição da superfície da lâmina d'água ao longo do rápido.

1.º Avalia-se a profundidade ou a altura da lâmina d'água \$y\_a\$ perpendicular ao fundo da calha, na distância \$x\$ medida na direção do fundo da calha, entre a crista da soleira do vertedouro e o ponto para o qual se calcula a altura \$y\_a\$.

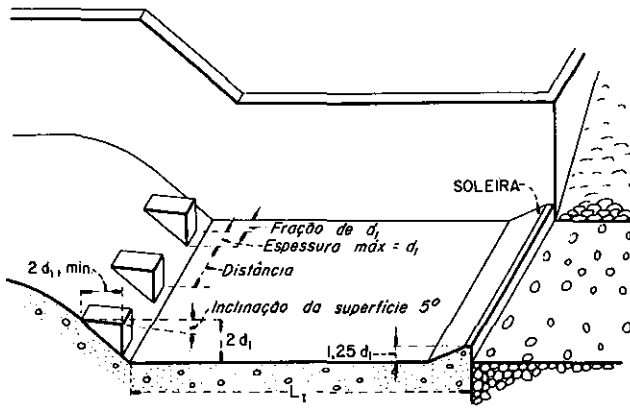
2.º Calcula-se a velocidade do núcleo potencial:

$$U_1 = \sqrt{2g(H_{cr} + x \operatorname{sen} \alpha - y_a \cos \alpha)},$$

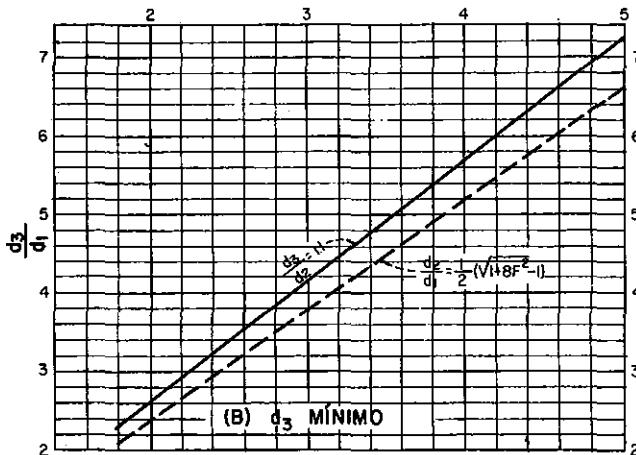
onde

$$H_{cr} = 1,5y_{cr} = 1,5 \left(\sqrt[3]{q^2/g}\right),$$

\$\alpha\$ = ângulo entre o fundo da calha e a horizontal.



(A) TIPO I DIMENSÕES DA BACIA  
Número de Froude



$d_3$  = PROFUNDIDADE D'ÁGUA A JUSANTE

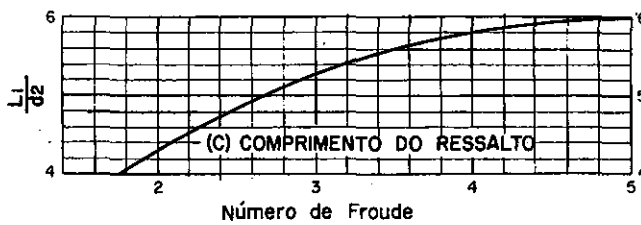


Figura 6.52 Características de bacia de dissipação para números de Froude entre 2,5 e 4,5

3.º Calculam-se

$$\delta_1 = v_a - \frac{q}{U_1}$$

e

$$R_1 = \frac{\delta_1 U_1}{\nu}$$

onde  $\nu$  é o coeficiente de viscosidade, para água com aproximadamente 20º, igual a  $1 \cdot 10^{-6}$ .

4.º Calcula-se o coeficiente de resistência por atrito, para calhas aerodinamicamente lisas (as saliências da rugosidade ficam dentro da camada-limite laminar), pela fórmula

$$c_{f1} = \left( \frac{1}{3,85 \log R_1 + 2,99} \right)^2$$

e, para calhas aerodinamicamente rugosas, pela fórmula

$$\frac{1}{\sqrt{c_{f1}}} = 3,85 \log \frac{\delta_1}{k_s} \cdot \frac{1}{\sqrt{c_{f1}}} + 5,78,$$

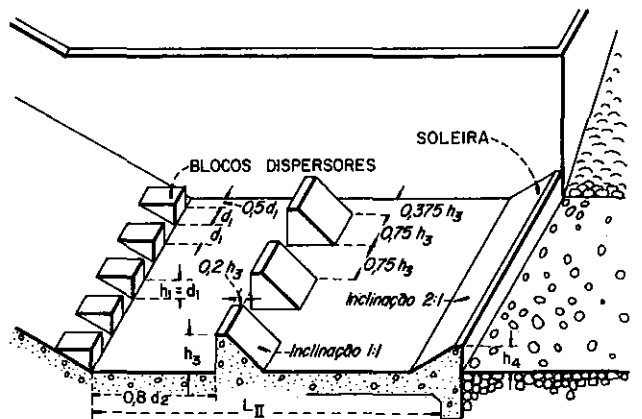
onde, para calhas de concreto comum,

$$k_s = 0,0015 \text{ m.}$$

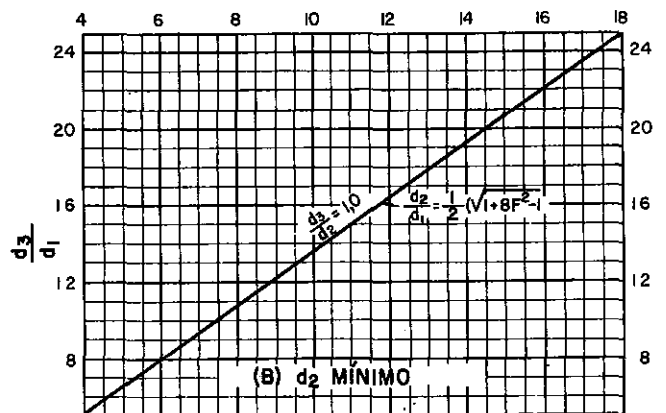
A fórmula pode ser transformada em

$$\frac{1}{\sqrt{c_{f1}}} - 3,85 \log \frac{1}{\sqrt{c_{f1}}} = 3,85 \log \frac{\delta_1}{k_s} + 5,78.$$

Determina-se, com o  $\delta$  obtida no item 3.º e  $k_s = 0,0015$ , o valor do lado direito da equação e tira-se da Fig. 6.58 o valor  $1/\sqrt{c_{f1}}$  e daí  $c_{f1}$ .



(A) TIPO II DIMENSÕES DA BACIA  
Número de Froude



$d_3$  = PROFUNDIDADE D'ÁGUA A JUSANTE

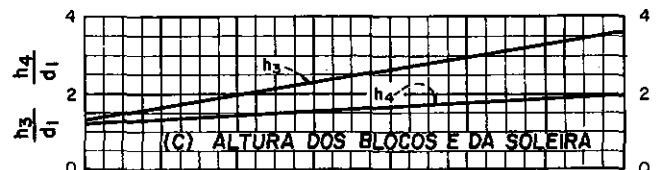
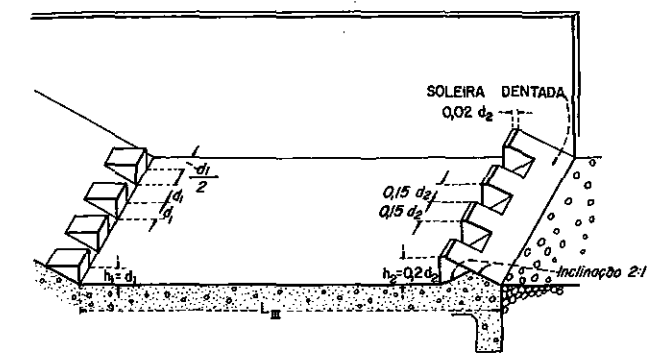
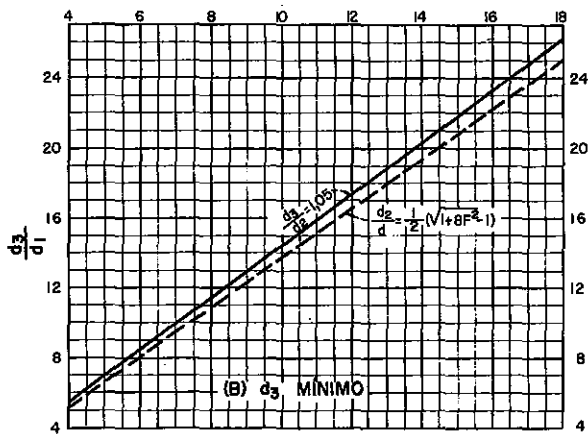


Figura 6.53 Bacia mais curta, construída com blocos dispersores destinados a estabilizar o ressalto e reduzir a profundidade



(A) TIPO III DIMENSÕES DA BACIA  
Número de Froude



(B)  $d_3$  MÍNIMO  
 $d_3$  = PROFUNDIDADE D'ÁGUA A JUSANTE



Figura 6.54 Bacia para velocidade d'água superior a 15 m/s

5.º Determina-se o coeficiente

$$c_{f2} = 0,73 (\log R_{xB})^{-2,38}$$

onde

$$R_{xB} = \frac{U_1^3}{v2g \text{ sen } \alpha}$$

6.º Repete-se o cálculo, variando  $y_a$ , até que

$$c_{f1} = c_{f2}$$

A aeração da lâmina d'água começa onde

$$\frac{x}{y_a} = \frac{129,3}{q^{1/12}}$$

A posição alta da concha foi aplicada primeiro na França e chama-se geralmente *salto de esquí*. Pode ser usada em barragens de concreto com altura de 60 m ou mais. Nas barragens já existentes, a diferença entre o nível d'água máximo na represa e o da aresta da concha é da ordem de 30 a 80% da diferença entre esse mesmo nível d'água e o fundo do rio.

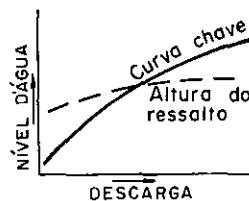


Figura 6.55 Condição da descarga com profundidade suficiente do rio

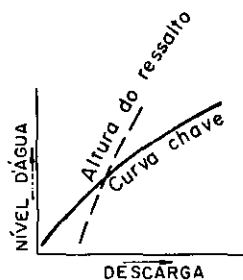


Figura 6.56 Condição da descarga com dissipação de energia menos regular dentro da bacia

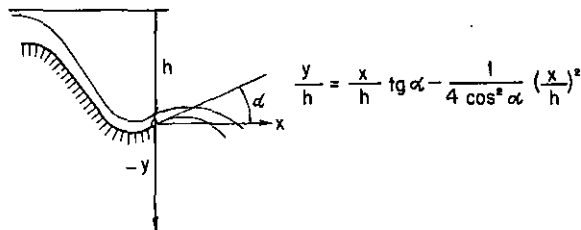
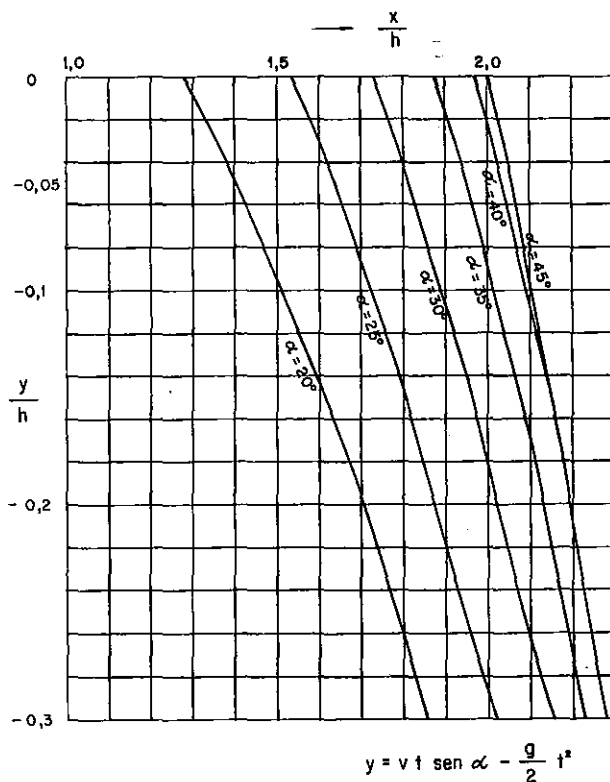
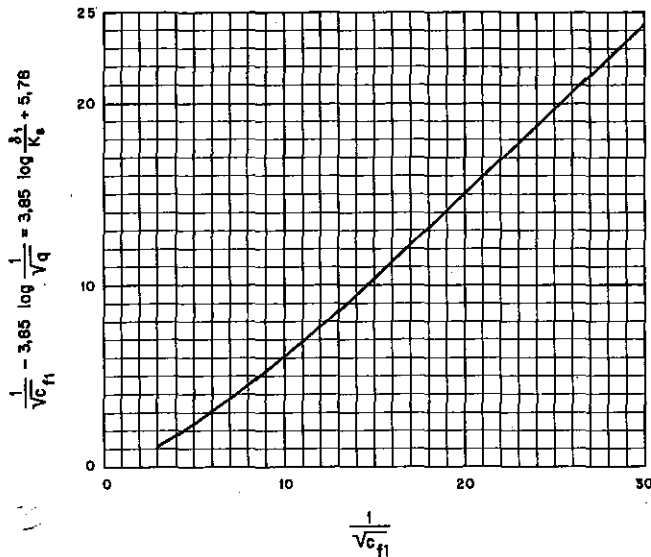


Figura 6.57 Abaco para avaliação do alcance do jato d'água

A eficiência dessa solução depende de uma boa dispersão e da aeração do jato d'água, de modo que o

impacto no fundo do rio seja reduzido ao mínimo possível. Por isso a concha tem às vezes formas especiais, apresentando, por exemplo, a forma de uma colher, para dar ao jato uma rotação que aumente a aeração. Um vertedouro dos mais carregados é o da barragem de Castelo do Bode, em Portugal, que tem cerca de 100 m de altura. A aresta da concha encontra-se cerca de 20 m acima do fundo do rio e a descarga unitária importa em cerca de  $250 \text{ m}^3/\text{s m}$ . Esse dissipador usa-se em geral em barragens altas, situadas em vales estreitos com fundo rochoso, para descargas relativamente baixas.

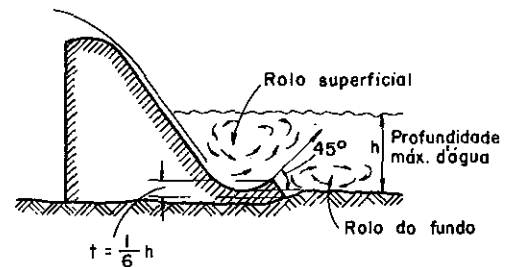


**Figura 6.58** Abaco para determinação do coeficiente de atrito em calhas de concreto comum

O alcance do jato depende de sua velocidade na saída da concha, conseqüentemente da altura  $h$ , como mostra a equação do jato. Em barragens de altura menor, a concha deve ser localizada perto do nível d'água máximo de jusante, para se dispor da altura suficiente para a produção da velocidade necessária. Estudos em modelo reduzido mostraram que a posição mais apropriada da aresta da concha é a que coincide aproximadamente com o nível d'água correspondente à descarga da maior enchente, pressuposto que a profundidade d'água no rio a jusante é menor que a necessária para a formação do ressalto. Em inglês esse tipo de concha é chamado *trajetory bucket* e o termo português é *concha de arremesso*. Em geral a concha tem seção circular, mas usam-se também seções parabólicas. O raio da seção circular deve ser de 10 a 20 m e o ângulo de saída de aproximadamente  $30^\circ$ . O aumento desse ângulo até  $45^\circ$  afasta o ponto onde o jato cai fundo do rio, a jusante da barragem, mas aumenta o volume de concreto e intensifica a produção de espuma.

Chama-se, nesta altura, a atenção sobre um fato muito importante. Como as comportas do vertedouro são abertas lentamente no início da operação passa pouca água, a concha se enche e tem o efeito de uma bacia de dissipação, de modo que o jato d'água não pode formar-se. Então a água transborda com pequena velocidade por sobre a aresta da concha e cai diretamente a jusante, quase perpendicularmente ao fundo do rio ou do canal de fuga. Se a vazão a ser descarregada

pelo vertedouro for muito menor que a da enchente prevista no projeto, a lâmina d'água descendo no rápido forma o ressalto dentro da concha, e não tem força suficiente para empurrar a água para fora desta e para formar o jato conveniente. As enchentes normais evacuadas pelo vertedouro são muito menores que a enchente máxima e as condições acima descritas acontecerão muitas vezes e durarão muito tempo. Se o fundo do rio não for suficientemente resistente, existirá o perigo de erosões imediatamente no pé da concha, arriscando sua estabilidade. Esse problema deve ser estudado em modelo reduzido. Se a qualidade do terreno o exigir, o fundo deve ser protegido contra a erosão por uma forte laje de concreto ou pela construção de uma soleira mais a jusante, que garanta, no lugar onde cai a água da concha, um nível d'água suficientemente alto para formar um colchão amortecedor d'água.



**Figura 6.59** Forma esquemática de concha localizada no fundo do rio

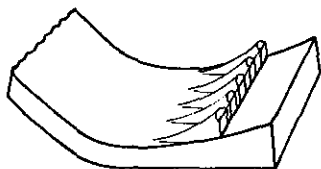
Se a profundidade do rio for razoavelmente maior que a necessária para a formação do ressalto, a concha deverá ser localizada no fundo do rio. O jato d'água é desviado pela concha para cima e se formam dois rolos d'água, um superposto ao jato e um no fundo, com direção para montante, trazendo material solto pela erosão para o pé da concha e evitando, assim, a erosão perto da barragem. A Fig. 6.59 mostra de forma esquemática esse tipo. O rolo do fundo é muito violento e uma operação assimétrica das comportas pode produzir turbilhões que transportam, às vezes, o material trazido do fundo pelo rolo para dentro da concha, onde circula o rolo superficial, danificando o concreto da concha. A implantação de dentes dentro da concha, como mostra a Fig. 6.60, melhora bastante o efeito, mas recomenda-se usar esses dentes apenas se a velocidade d'água ao entrar na concha não passar de  $15 \text{ m/s}$ , por causa do perigo de cavitações.

## 6.3.4 ARRANJO GERAL DO VERTEDOIRO COM O DISSIPADOR

### 6.3.4.1 Nas barragens de concreto

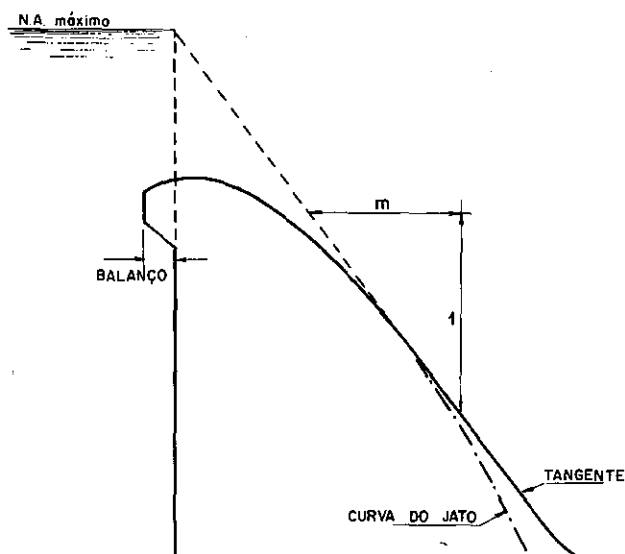
A forma mais simples do vertedouro consiste numa soleira alta que pode ser uma parte da barragem, com crista arredondada situada na cota do nível d'água normal na represa, com forma indicada na Fig. 6.41, sobre a qual escoam a água quando se eleva o nível d'água na represa. Esse tipo de vertedouro pode ser projetado apenas para usinas de pequena potência e baixas des-

cargas de enchente. Com 2 m de sobrelevação do nível d'água, o vertedouro com soleira fixa é capaz de escoar apenas cerca de  $6 \text{ m}^3/\text{s}$  por metro de comprimento. Para uma descarga a ser escoada, de  $1\,200 \text{ m}^3/\text{s}$ , o vertedouro deve ter um comprimento de 200 m. Se for possível levantar o nível d'água em 2 m durante as enchentes, sem danos para as construções, e sem prejuízos a terceiros que teriam de ser indenizados, então parece mais lógico aproveitarem-se esses 2 m, aumentando a queda disponível na usina, instalando comportas móveis para a descarga de enchentes. Estudos comparativos deverão ser feitos para determinar a solução mais econômica.



**Figura 6.60** Concha com dentes para velocidades da água até  $15 \text{ m/s}$

Existem inúmeros métodos para aumentar o comprimento do vertedouro, mesmo quando a crista da barragem não tem comprimento suficiente ou, por outras razões, não possa ser aproveitada para essa finalidade: soleiras situadas ao longo das beiras da represa, que escoam a água dentro de canais que as conduzem por um rápido ou um túnel para jusante; torres construídas dentro da represa, com extremidade superior em forma de sino invertido, que desembocam num túnel; soleiras em forma de U em planta, chamadas às vezes de bico-de-pato, e outras formas diversas.



**Figura 6.61** Criação de balanço no lado de montante pelo deslocamento da curva do jato d'água

Do acima exposto resulta que nos rios com descargas de enchente acima de  $1\,000 \text{ m}^3/\text{s}$ , em via de regra, instalam-se comportas nos vertedouros e, por isso, o que segue se refere a vertedouros munidos de comportas.

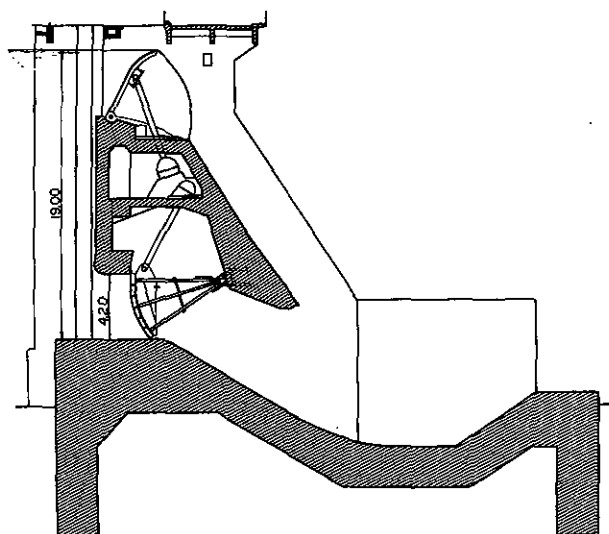
Nas barragens de concreto de gravidade, com perfil teoricamente triangular (como vimos) e com vértice no

nível d'água máximo, esse perfil será cortado na altura da soleira das comportas e a forma trapezoidal, assim produzida, será arredondada de acordo com a curva da Fig. 6.42. Porém essa curva ultrapassa o lado de jusante do trapézio. Por isso desloca-se a curva para montante, de modo que fique tangente ao paramento de jusante, e cria-se um balanço acima do paramento vertical de montante, como mostra a Fig. 6.61.

O comprimento do vertedouro necessário para descarregar a enchente máxima é subdividido em vãos de largura adequada, que são separados por pilares sobre os quais se apóiam os guinchos das comportas e a ponte de serviço, com os trilhos para o guindaste pórtico que manipula os elementos da comporta de emergência (*stop-logs*). Às vezes a barragem serve de passagem para uma estrada pública. Nesse caso aconselha-se construir uma ponte separada da ponte de serviço. Os pilares devem ter espessura suficiente, para permitir a instalação dos guinchos e para poder resistir à pressão d'água unilateral, quando uma comporta é completamente aberta e a vizinha fechada. Além disso, os pilares recebem os esforços da pressão d'água transmitida pelas comportas.

Os pilares devem ter forma arredondada em sua parte de montante e devem se projetar a certa distância da crista da soleira do vertedouro, para reduzir a contração lateral da lâmina d'água. Essa última condição é geralmente cumprida porque a montante da soleira devem ser previstas as ranhuras em que serão inseridos os *stop-logs*. A forma de meio círculo, em planta, dá os melhores resultados, se uma comporta está aberta e a vizinha fechada. Os laboratórios de hidráulica, que fazem pesquisas em modelo reduzido, aconselham, às vezes, que se dê, à extremidade de montante dos pilares, uma inclinação para montante. Porém a influência dessa solução sobre o escoamento da água é muito pequena e não compensa o aumento do volume dos pilares e as dificuldades de execução. A extremidade de jusante dos pilares deve ter forma retangular, que favorece a descolagem do jato d'água sem provocar cavitações.

No pé do vertedouro será construído o dissipador de energia, como descrito na seção anterior.



**Figura 6.62** Comporta de fundo, do tipo setor, para escoamento de enchentes

Muitas vezes são projetadas aberturas provisórias que penetram no corpo da barragem, na altura do fundo do rio, pelas quais passa a água durante a fase de desvio do rio e que, depois, devem ser fechadas e enchidas de concreto. Logicamente, surge a idéia de aproveitar essas aberturas para o escoamento das enchentes, no estado definitivo do vertedouro, fechando-as por meio de comportas. Tal tipo de vertedouro foi executado muitas vezes na Europa, e as Figs. 6.62 e 6.63 servem de exemplo. Porém existem algumas restrições. A altura da barragem deve ficar aproximadamente dentro dos limites de 20 e 30 m. Se altura for menor que 20 m, será difícil arranjar, dentro do corpo da barragem, espaço para a comporta de fundo em posição completamente aberta e para os guinchos de levantamento.

Nos vertedouros com altura maior que 30 m, a situação é a seguinte: as aberturas de fundo, dimensionadas para o desvio de uma enchente média, sob queda que não exige altura excessiva das ensecadeiras, escoarão, na queda total, uma descarga que pode ser igual ou maior que a da enchente máxima. Então não serão necessárias comportas de superfície. Então surge a dúvida: será mais econômico fechar as aberturas de fundo com concreto e instalar comportas de superfície em número e tamanho correspondentes, ou equipá-las de comportas e utilizá-las para o escoamento das enchentes, sem prever a instalação de comportas de superfície? Na barragem de Jupia, por exemplo, foram instaladas 37 comportas de fundo de 8 m de altura por 10 m de vão (80 m<sup>2</sup>), cada uma capaz de escoar 1 200 m<sup>3</sup>/s, e 4 comportas de superfície de 12 m de altura e 15 m de vão (180 m<sup>2</sup>), cada uma descarregando 1 365 m<sup>3</sup>/s. É óbvio, e o exemplo confirma, que para a mesma descarga precisa-se de uma área de comportas de superfície muito maior que a das comportas de fundo, que, em compensação, são mais pesadas por causa de uma pressão d'água maior.

No confronto econômico das diversas soluções, devem ser tomados em conta muitos fatores além dos mencionados. A obstrução das galerias provisórias por concreto é um trabalho difícil e dispendioso, principalmente se, com o fechamento sucessivo das aberturas, o nível d'água na represa sobe rapidamente. Nesse caso, deve ser construída pelo menos uma comporta inteira provisória, para o fechamento das aberturas, que possibilite a concretagem. A subdivisão da comporta em diversos *stop-logs* não é aconselhável por causa da maior dificuldade na inserção. Além disso, como a comporta deverá ser retirada, depois da concretagem da primeira abertura, para poder ser utilizada no fechamento das outras, deverá ser munida de rolos para reduzir o atrito com as guias e possibilitar a descida por seu próprio peso. O preço de tal comporta provisória corresponde ao preço de uma comporta definitiva. O transporte de concreto apresenta também certos problemas e a própria concretagem é um trabalho delicado e dispendioso. No teto da galeria sempre se forma uma fenda entre o concreto novo e o velho, de modo que são necessárias injeções posteriores de cimento para assegurar a colagem dos concretos.

Tudo o que foi exposto acima, sobre o arranjo do vertedouro, vale para barragens de concreto, tanto maciças quanto aliviadas, porém, para as barragens em arco ou abóbada, a situação é diferente. O jato d'água

que transborda por sobre a crista da barragem cai pelo ar, sem ser conduzido por um rápido, e bate no lado do rio erodindo-o. Para diminuir esse efeito inconveniente, a crista da barragem pode ser projetada como mostra a Fig. 6.64, formando um salto de esqui, que afasta o local do ataque e o poço de erosão do pé da barragem ao máximo possível. Dentes, na extremidade da concha, aumentam a dissipação e a aeração do jato, e diminuem, assim, os efeitos indesejáveis.

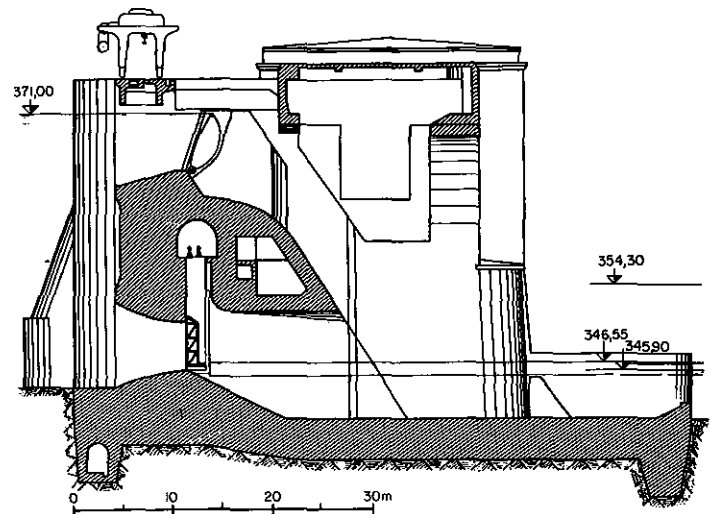


Figura 6.63 Comporta ao nível do fundo do rio, com descarga sob a casa de força

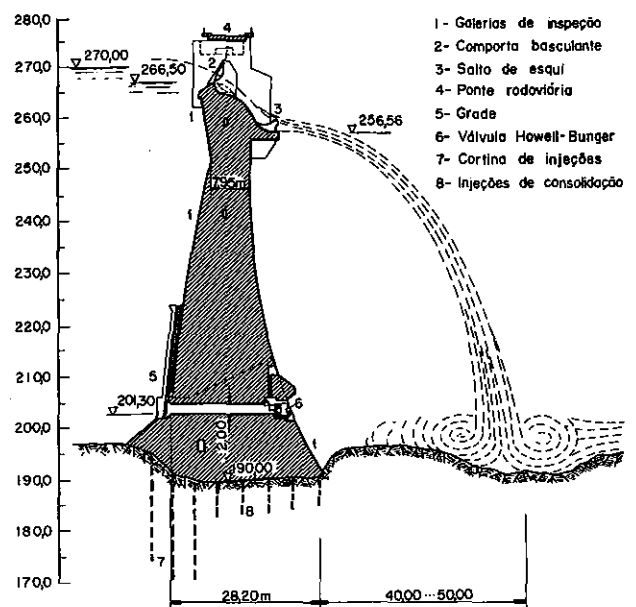
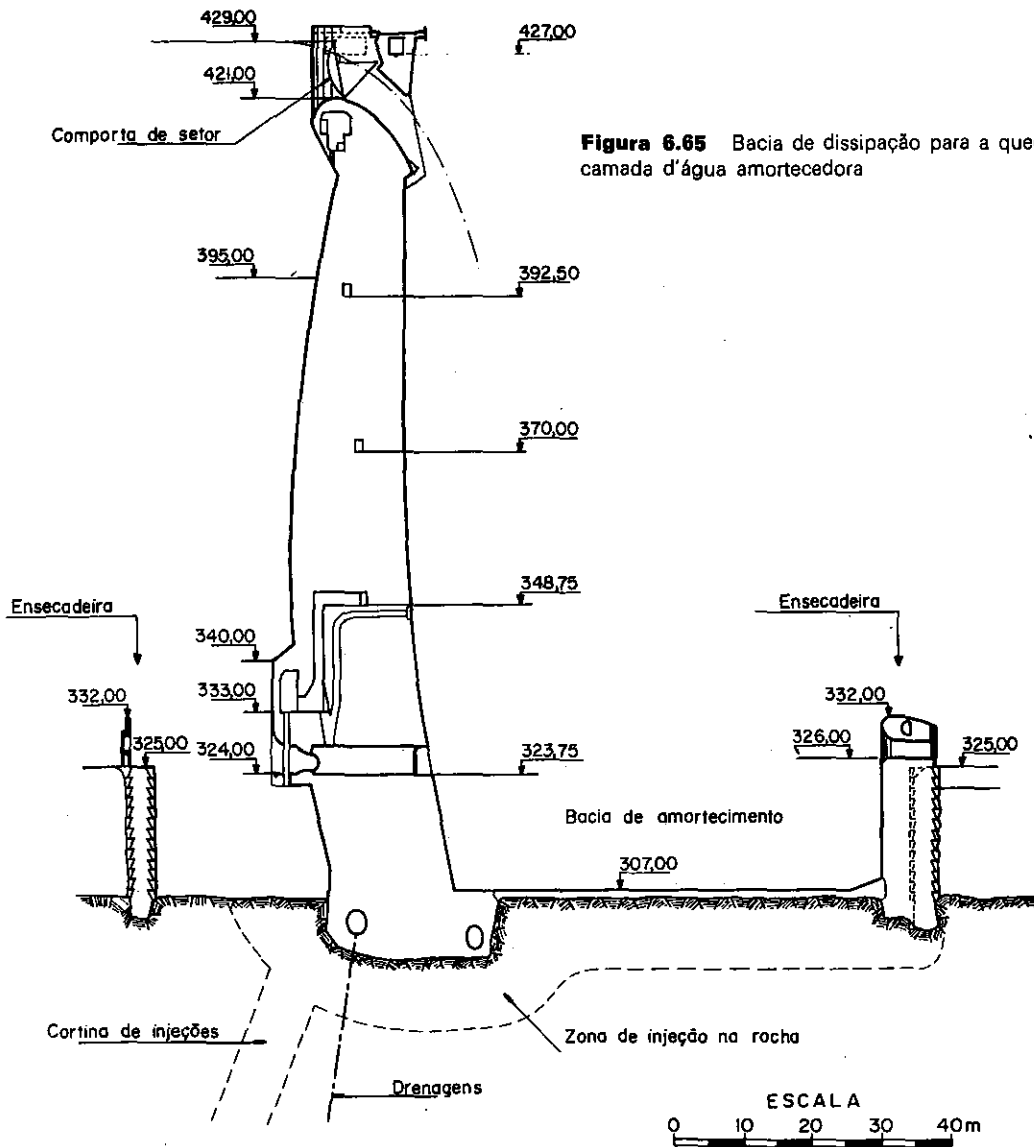


Figura 6.64 Crista do vertedouro, projetada de modo a abrigar a queda do jato d'água a ser afastada do pé da barragem, evitando erosão

Os efeitos erosivos do jato d'água podem ser eliminados pela construção de uma bacia de dissipação, como mostra a Fig. 6.65, na qual a camada d'água amortiza a violência da queda d'água.

A Fig. 6.66 mostra um tipo de vertedouro executado em algumas barragens na França: a água saindo das comportas é conduzida, por cima do teto da casa de



**Figura 6.65** Bacia de dissipação para a queda d'água, através de uma camada d'água amortecedora

força, por canais de concreto que terminam formando um salto de esqui.

#### 6.3.4.2 Nas barragens de terra e de enrocamento

As barragens de terra e de enrocamento estão sujeitas a recalques consideráveis que se estendem por muito tempo, às vezes, por anos. Por isso não se pode construir o vertedouro sobre essas barragens. Portanto deve ser projetado o evacuador de enchentes como obra completamente separada, intercalando um trecho de concreto entre as ombreiras de terra, chegando-se, assim, ao tipo de barragem mista, descrito na Sec. 6.2.7.5, ou construindo um canal que contorne lateralmente uma das ombreiras da barragem e no qual serão instaladas as comportas.

O primeiro caso corresponde ao vertedouro de uma barragem de concreto que foi descrito no item anterior. O segundo tipo de vertedouro, que se aplica apenas a barragens de mais de 30 m de altura, consiste em um canal de adução, comportas, um rápido que pode ter

trechos com inclinações diferentes e um dissipador de energia. A barragem de Gréoux, na França (Fig. 6.67) apresenta um exemplo desse tipo de vertedouro.

Geralmente se projeta uma soleira alta na qual descansam as comportas, como mostra a Fig. 6.68, que reproduz o vertedouro da barragem de Capivara no Rio Paranapanema. No projeto devem ser tomadas em consideração as observações seguintes.

O maior valor do coeficiente de descarga, e conseqüentemente a menor altura das comportas, é conseguido se a soleira tem certa altura sobre o fundo do canal e crista arredondada, segundo a Fig. 6.42. Como mostra o diagrama 1 da Fig. 6.43, o valor do coeficiente cai rapidamente, se a relação entre a altura da soleira e a altura da linha energética acima da crista da soleira é menor que 0,4, chegando a 1,705 para uma solução sem soleira. Sem a soleira, as comportas devem ser mais altas, mas, em compensação, são economizados o concreto da soleira e a escavação do canal do vertedouro.

Analisemos o exemplo da Fig. 6.69.

A relação  $P/H_0$  é igual a  $6,8/17 = 0,4$ . Do diagrama 1 resulta  $c = 2,06$ , e com a inclinação  $m = 1,5$



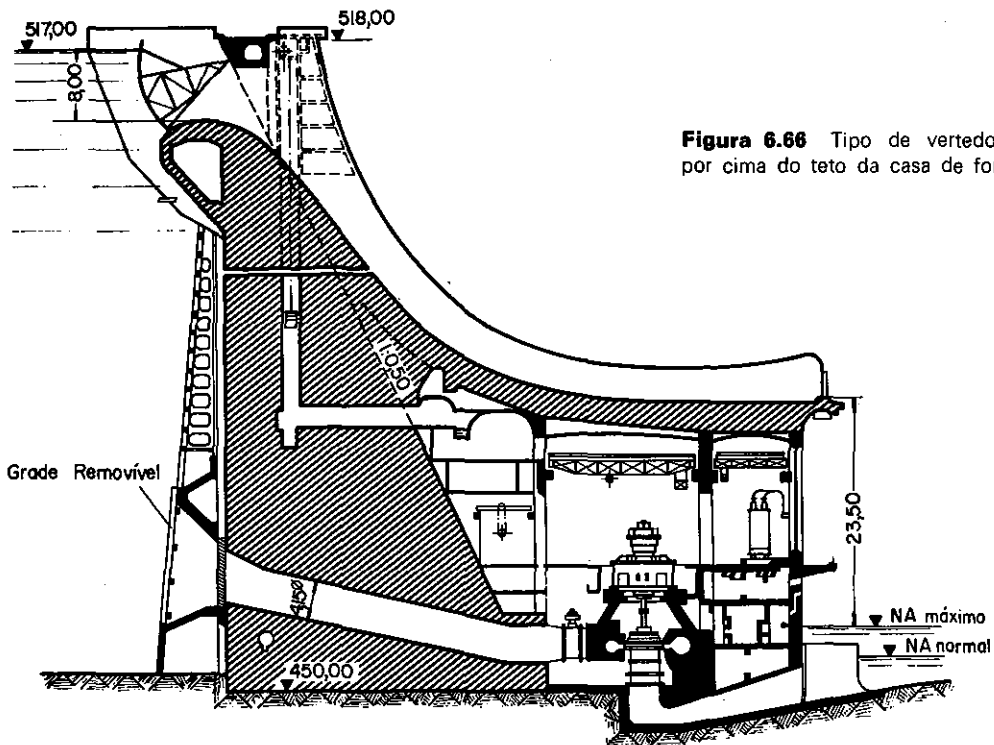
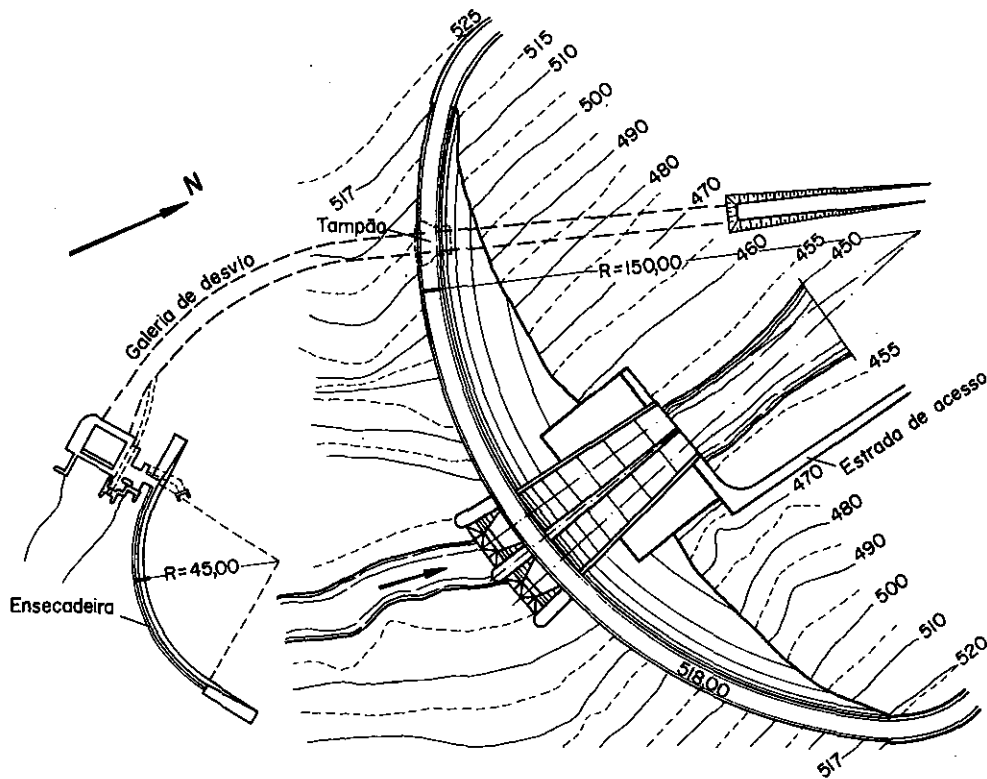


Figura 6.66 Tipo de vertedouro com descarga passando por cima do teto da casa de força



da frente da soleira tiramos, do diagrama 3,

$$c_i = 2,06 \cdot 1,018 = 2,12.$$

Para escoar  $q = 147 \text{ m}^3/\text{s m}$ , a altura da linha energética sobre a crista da soleira deve ser, então,

$$h = \left( \frac{147}{2,12} \right)^{2/3} = 17,0 \text{ m}.$$

Sem soleira, essa altura teria o valor de

$$h = \left( \frac{147}{1,705} \right)^{2/3} = 19,6 \text{ m}.$$

As comportas sem soleira, portanto, têm altura 2,6 m maior, isto é, cerca de 14%. Em compensação, economiza-se  $105 \text{ m}^3$  de concreto, por metro linear de ver-

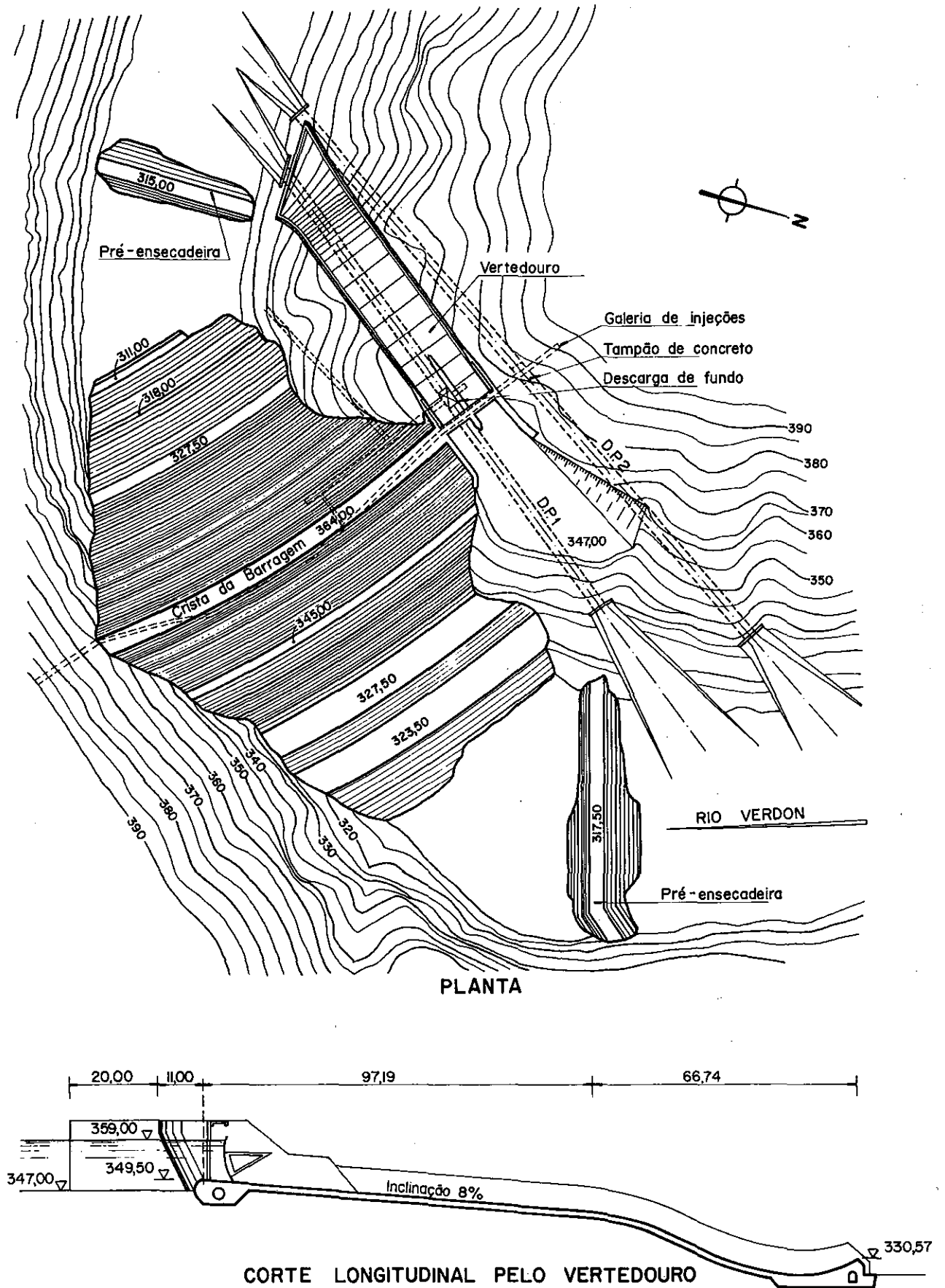


Figura 6.67 Barragem de Gréoux, no Rio Verdon, na França, vendo-se o vertedouro completamente separado do corpo da obra

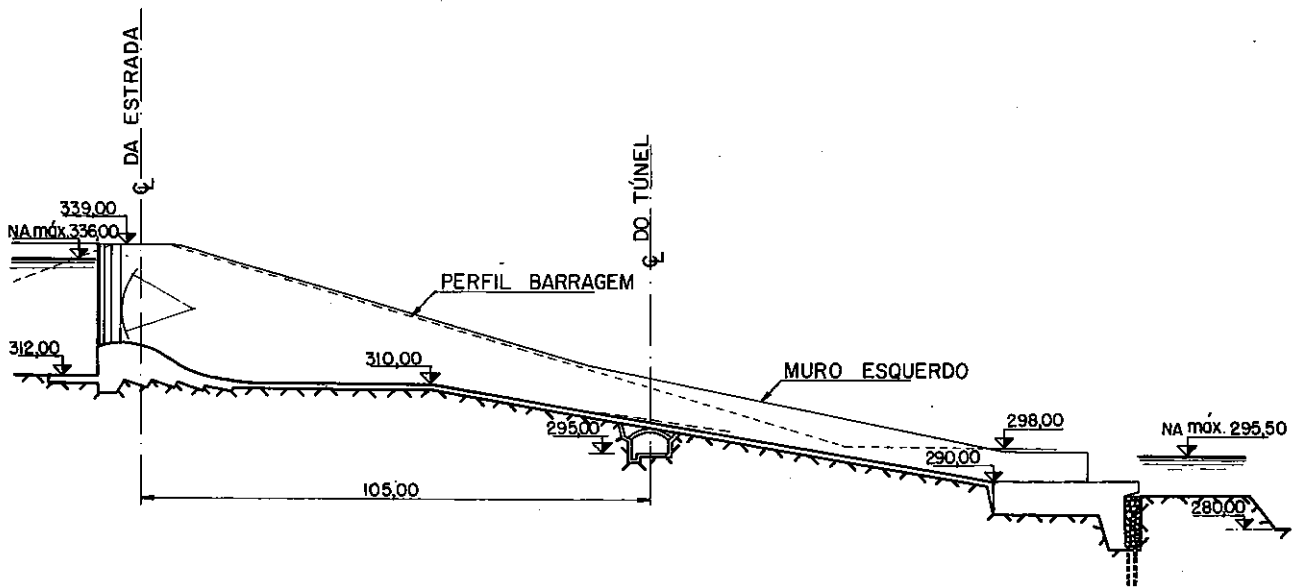


Figura 6.68 Corte esquemático do vertedouro da Barragem de Capivara, no Rio Paranapanema

tedouro, e a escavação de 4,2 m de altura, em toda a área do canal de adução. Se a jusante das comportas segue um trecho de canal aproximadamente horizontal, semelhante ao canal do vertedouro de Gréoux, a economia estende-se também a esse trecho.

Porém as condições econômicas podem ser ainda melhoradas. Estudando-se o diagrama 1, da Fig. 6.43, pode-se verificar que, para pequenos valores da relação

$P/H_0$ , entre zero e 0,1, o coeficiente de descarga aumenta rapidamente. Por outro lado, o diagrama 3 mostra que uma inclinação da frente da soleira, na relação 1:1, melhora esse coeficiente principalmente para pequenos valores de  $P/H_0$ . Usando-se os valores dos diagramas citados, foi estabelecida a seguinte tabela para o exemplo anterior, calculando-se a descarga unitária para três alturas da soleira:

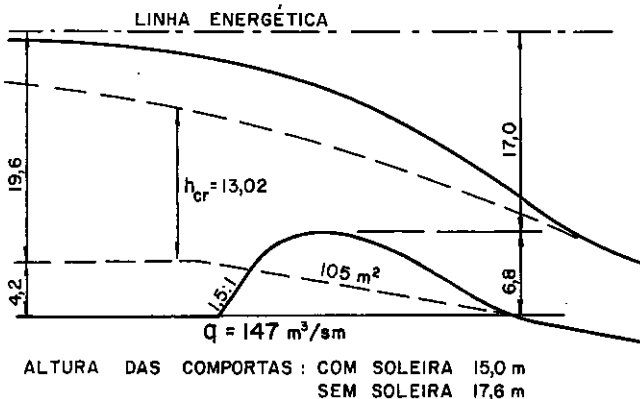
$P$	$19,6 - P$	$\frac{P}{19,6 - P}$	$c_0$	$c_i$	$q = c(19,6 - P)^{3/2}$
1,0	18,6	0,054	1,79	$1,79 \cdot 1,05 = 1,88$	150
1,5	18,1	0,083	1,83	$1,83 \cdot 1,047 = 1,91$	147
2,0	17,6	0,114	1,87	$1,87 \cdot 1,044 = 1,95$	144

Dessa tabela conclui-se que pode ser construída uma soleira baixa, sem diminuir a capacidade do vertedouro, mas reduzindo o custo da comporta. Mas é duvidoso que uma comporta de 18,6 m de altura, apoiada sobre uma soleira de 1 m de altura, com inclinação de montante com uma relação de 1:1, descarregue

150  $m^3/s$  m, mas para uma comporta de 19,6 m de altura, sem soleira, teremos apenas uma descarga de

$$q = 1,705 \cdot 19,6^{3/2} = 147 \text{ m}^3/s \text{ m.}$$

A curva do diagrama 3 está extrapolada e não se sabe se esta extrapolação corresponde às condições verdadeiras. Porém pesquisas efetuadas na Alemanha, em modelo reduzido, com a finalidade de verificar a influência de uma soleira baixa sobre a descarga, chegaram aos seguintes resultados:



ALTURA DAS COMPORTAS: COM SOLEIRA 15,0 m  
SEM SOLEIRA 17,6 m

Figura 6.69 Altura da soleira em relação ao fundo, melhorando as condições da descarga

$\frac{P}{H_0 + P}$	Descarga em relação à sem soleira
0,066	0,98
0,132	0,94
0,198	0,87
0,264	0,77

onde

$P$  = altura da soleira,

$H_0$  = altura da linha energética sobre a crista da soleira.

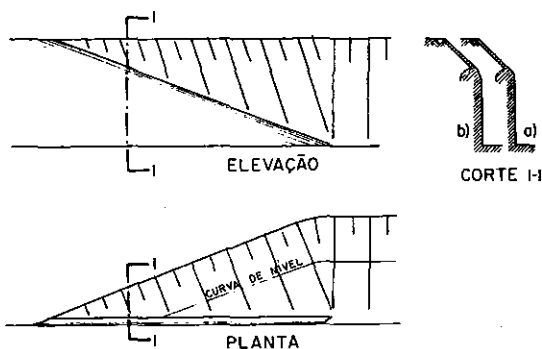
Para cada caso específico, devem ser feitas pesquisas em modelo reduzido e estimativas de custo para as variantes com soleira alta ou baixa, ou sem soleira, para determinar a solução mais econômica.

As condições hidráulicas do conjunto do canal adutor, das comportas e do rápido se apresentam da maneira a seguir. No canal adutor, a água se acelera na medida da diminuição gradativa da seção transversal do canal. Nos vertedouros com soleira, a velocidade é relativamente pequena, devendo ser sempre menor que 7 m/s; apenas a curta distância, em frente das comportas, a aceleração é mais acentuada, de modo que, um pouco a montante da soleira e já dentro das construções de concreto, atinge a velocidade crítica. Nos vertedouros sem soleira, o canal adutor tem profundidade menor e, conseqüentemente, a velocidade d'água é maior. Além disso, o ponto onde a água passa para a velocidade crítica, que pode atingir 12 m/s ou mais, não coincide exatamente com o local da soleira e depende da configuração do canal.

Se o canal é escavado em rocha, no tipo com soleira, o fundo não precisa de proteção de concreto; porém, no tipo sem soleira, recomenda-se proteger o fundo e as paredes, numa distância de uns 20 m a montante das comportas, por revestimento de concreto.

O canal adutor deve conduzir a água de enchente proveniente da represa para as comportas, de maneira que evite a formação de turbulência e contrações nessas comportas, o que poderia reduzir sensivelmente o escoamento e produzir vibrações.

Recomenda-se, por isso, que, em algumas dezenas de metros a montante das comportas, o eixo do canal seja mantido reto e no alinhamento do eixo das mesmas. Além da configuração em planta, a forma das duas paredes laterais do canal são de maior importância para um afluxo regular d'água através das comportas. No lado de montante, essa parede geralmente consiste num talude mais ou menos íngreme, escavado na terra ou na rocha, com ou sem revestimento de concreto, de acordo com a velocidade d'água. Perto das comportas, a parede é vertical e a transição do talude inclinado para a vertical deve ter uma forma que diminua a contração lateral da lâmina d'água.



**Figura 6.70** Forma simplificada para execução das paredes laterais do canal de afluxo regular da água para as comportas

A melhor forma hidráulica consiste num plano de transição que passe suavemente do talude para a vertical. Porém tal forma é difícil de ser executada e relativamente cara, principalmente se o canal está escavado em terra. Uma forma mais simples de execução, e hidrau-

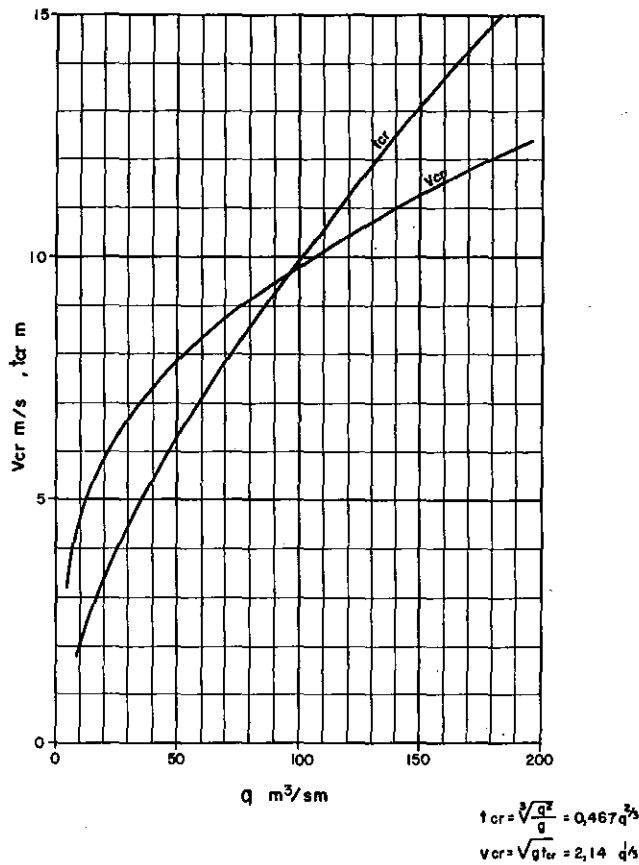
licamente ainda satisfatória, está delineada na Fig. 6.70, que é auto-explicativa. O arredondamento do canto do muro, como mostra a variante *b*, do corte 1.1, melhora as condições hidráulicas sem complicar a construção.

O projeto do muro lateral que confina com o talude da barragem é mais delicado, dependendo da forma do canal adutor, em planta. A direção da água afluyente pode ser quase perpendicular ao eixo do vertedouro e deve ser curvada num ângulo que se aproxime de 90°. Essa mudança de direção deve ser provocada pelo muro lateral que deverá ter, em planta, uma forma adequada, para se evitar a formação de turbilhamento e contração do fluxo d'água na comporta mais vizinha, o que pode diminuir sensivelmente o escoamento. Na extremidade de montante do muro, onde a velocidade d'água é relativamente pequena, o raio de curvatura, em planta, pode ser pequeno e deve aumentar à medida que a água aumenta sua velocidade, aproximando-se das comportas. O formato, em planta, por isso, deve se aproximar de uma parábola ou de uma elipse, com o eixo maior paralelo ao eixo do vertedouro. A forma definitiva deve ser determinada pelas pesquisas em modelo reduzido.

O fundo do canal a jusante das comportas, que tem geralmente forte declividade e é chamado, por essa razão, de rápido, deve ser protegido por uma laje de concreto armado. Na laje, quando a água passa por cima, agem esforços hidrostáticos provenientes do peso d'água, esforços arrastadores produzido pelo atrito, esforços hidrodinâmicos e subpressão devido à água que eventualmente passa pelas juntas ou que percola pelo subsolo. Com o canal vazio, acrescentam-se os esforços produzidos pela mudança da temperatura. Em geral, é difícil avaliar os diversos esforços com exatidão, e com base nos cálculos resultam dimensões exageradas. Assim, na maioria dos casos, a espessura é fixada mais ou menos arbitrariamente, ancora-se a laje na rocha ou na terra subjacente e prevê-se drenos para estabilizar o revestimento. O U.S. Corps of Engineers construiu nos últimos 20 anos, no Rio Missouri, cinco barragens com vertedouros do tipo em questão, que escoam até 23 000 m<sup>3</sup>/s, com queda de cerca de 50 m. Essa entidade adota, com base em suas experiências, as seguintes regras: espessura de laje 18" (aconselhamos 50 cm), aumentando perto do dissipador de energia para 1,3 m; a laje tem armação pouco menor que a necessária para evitar rachaduras e está ancorada na rocha com chumbadores, de 3,3 m de profundidade, ligados à armação; a distância normal entre os chumbadores é de 2,6 m, nos sentidos longitudinal e transversal.

Existem dois métodos para evitar fissuras no concreto: o revestimento é subdividido, por juntas vedadas, em lajes separadas, não maiores que cerca de 15/15 m, que serão concretadas em forma de xadrez, ou então é subdividido e concretado em xadrez, porém sem juntas vedadas e com armação atravessando as juntas de concretagem. O Corps of Engineers executa atualmente todos os rápidos da segunda maneira. Para eliminar a possibilidade de subpressão constrói-se uma rede de drenos transversais e longitudinais, formados por valetas escavadas na rocha em que serão colocadas manilhas com juntas abertas, e envolvidos de brita ou concreto poroso. Os drenos desaguam em coletores que por sua vez desembocam a jusante do vertedouro. Com a fina-

lidade de diminuir a pressão d'água dentro da rocha, podem ser perfurados drenos verticais em distâncias adequadas, com escoamento nas valetas dos drenos horizontais.



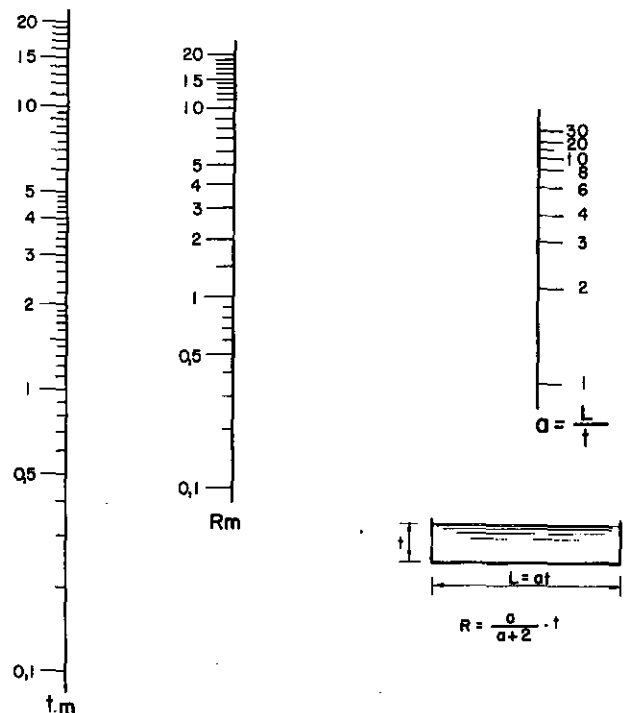
**Figura 6.71** Diagrama para determinação da profundidade crítica e da velocidade correspondente do canal de jusante de uma comporta

Além disso, indica-se a previsão de uma galeria por baixo das comportas, que servirá para execução de injeções de impermeabilização e os furos de drenagem. A galeria deve ter um acesso por poço vertical ao muro lateral, no lado da encosta, e outro, com declividade suave, que conduza para o lado de jusante da barragem. Essa galeria pode servir de conduto para todos os cabos elétricos que venham a ligar os guinchos das comportas com a casa de máquinas.

Para evitar qualquer influência sobre o escoamento das comportas, o canal deve ter, a jusante das comportas, uma declividade que garanta a velocidade d'água crítica ou supercrítica. Usando os diagramas e nomogramas das Figs. 6.71 a 6.73, a declividade crítica pode facilmente ser determinada, com exatidão suficiente, se for adotada uma declividade mais acentuada que a resultante desses cálculos. Do diagrama da Fig. 6.71, tiram-se os valores da profundidade crítica,  $t_{cr}$ , e a velocidade correspondente,  $v_{cr}$ , para a descarga unitária,  $q = Q/L$ , onde  $L$  é a largura do canal. Por meio do nomograma da Fig. 6.72, verifica-se o raio hidráulico do perfil com a profundidade  $t_{cr}$ , e com os valores de  $v_a$  e  $R$  determina-se a declividade  $i$ , em cm/km, necessária para produzir a velocidade crítica.

### 6.3.5 COMPORTAS DO VERTEDOURO

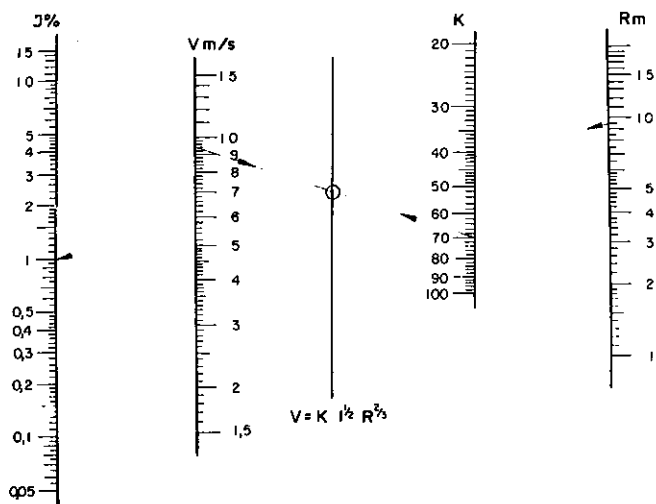
O número de tipos de comportas é muito grande, porém, no decorrer do tempo, foi reduzido praticamente a uns poucos mais usados; os outros são usados apenas em casos especiais ou tem somente valor histórico. As exposições seguintes se limitarão aos principais tipos usados ou aplicáveis no Brasil. Muitas formas desenvolvidas, por exemplo, na Europa, sob condições climáticas, meteorológicas e hidrológicas muito diferentes, são relativamente caras e complicadas. Serão incluídos, no exame, também tipos de comportas que não se usam somente em vertedouros, mas sim, principalmente, em outros órgãos, por exemplo, nas tomadas d'água e descargas de fundo.



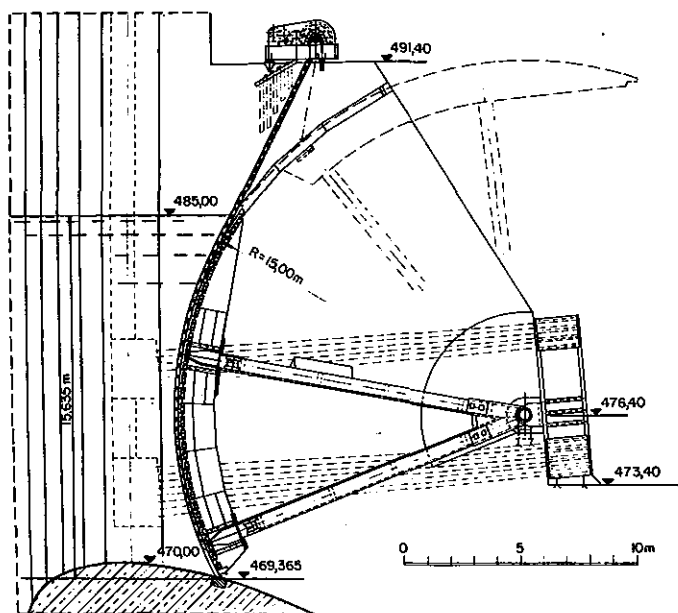
**Figura 6.72** Nomograma para determinação do raio hidráulico de um perfil de canal de descarga retangular

O tipo mais usado nos vertedouros no Brasil é a comporta de segmento, chamada assim porque o plano vedante tem a forma de um segmento de cilindro. Nos Estados Unidos é chamada radial ou *taintor-gate* e no Brasil erradamente chama-se setor, nome que pertence a outro tipo que de fato tem a forma de um setor de um cilindro.

As Figs. 6.74, 6.75 e 6.76 servem de exemplo para esse tipo de comportas. A comporta de segmento tem as seguintes vantagens: é uma construção muito simples e tem apenas duas peças de precisão, os dois mancais; as superfícies laterais dos pilares ficam planas sem reentrâncias como os existentes nos nichos para as guias de comportas planas, que perturbam o fluxo d'água e são causadores de cavitações; os esforços do levantamento da comporta são relativamente pequenos e correspondem apenas ao peso próprio da comporta e ao atrito das vedações laterais; o atrito nos mancais é desprezível. O defeito dessa comporta é que pode ser



**Figura 6.73** Nomograma para determinação da declividade crítica de um canal de descarga



**Figura 6.74** Comporta de segmento conhecida no Brasil como comporta de setor

aberta apenas por levantamento, o que dificulta a manutenção do nível d'água na represa exatamente na cota desejada e impossibilita o escoamento dos corpos flutuantes que se acumulam perto do vertedouro. Essas duas condições, muito importantes em países densamente povoados, como a Europa Central, e com clima frio que provoca o congelamento da água superficial da represa, perdem sua importância no Brasil. O escoamento de detritos e plantas aquáticas flutuantes pode ser feito por uma parte basculante, como mostra a Fig. 6.77, construída em uma das comportas do vertedouro.

A comporta é movimentada pelos guinchos por meio de corrente tipo Gall ou de cabo que se encosta no paramento da comporta, como mostra a Fig. 6.74, ou por corrente ou cremalheira, como na Fig. 6.75. Geralmente a comporta é operada nos dois lados e os

guinchos correspondentes estão ligados, entre si, por um eixo mecânico ou elétrico, que garante o levantamento uniforme dos dois lados. Porém existem projetos que dão à comporta uma forma rígida e resistente à torsão, o que permite o acionamento unilateral, como mostra a Fig. 6.76.

A solução da Fig. 6.74 tem a vantagem de que a força para o levantamento da comporta permanece praticamente constante durante o movimento e é menor que o peso próprio da comporta. Porém o cabo, ou a corrente, e o ponto de sua fixação na comporta ficam dentro d'água e podem ser inspecionadas apenas na posição completamente aberta da comporta ou com os *stop-logs* inseridos. O tipo da Fig. 6.75 evita esse inconveniente, porém a potência dos guinchos deve ser maior, porque a força de levantamento é maior que o peso próprio da comporta.

A chapa de aço que forma a frente cilíndrica da comporta é apoiada em vigas verticais que repartem os esforços em duas ou três vigas principais horizontais e daí, pelos braços laterais, para os mancais. Os pontos de ligação dos braços às vigas principais são distribuídos de modo que os momentos fletores, sobre os apoios e no meio do vão, fiquem iguais, porém assim os braços tem inclinação em planta, como mostra a Fig. 6.78, e exercem esforços horizontais nos pilares, perpendiculares a seu eixo. Em geral os esforços de duas comportas vizinhas se compensam, mas quando uma comporta está fechada e a vizinha aberta, o esforço unilateral produz um momento que exige forte armação no pé do pilar e, em certos casos, a espessura do pilar tem que ser aumentada. Para se evitar esse inconveniente, os braços podem ser ligados por um tirante, geralmente em forma de tubo.

Os esforços são transmitidos ao pilar pelo mancal colocado perto da sua extremidade de jusante, que deve ser ligada ao resto do pilar por uma armação. Nos últimos anos está sendo usado quase sempre uma armação protendida, como a mostrada na Fig. 6.78, pelo menos para as comportas de grandes dimensões.

Com a finalidade de se evitar esse inconveniente, foram projetadas e construídas comportas do tipo inverso: os mancais a montante com os braços solicitados por tração. Essa construção é muito interessante, mas não pode ser aplicada em barragens altas por causa da grande extensão dos pilares para montante. Porém, em vertedouros em forma de canal e em rápido, podem ser usadas sem problemas.

Em barragens altas, as comportas planas são poucas vezes usadas no Brasil. Consistem em uma rede de vigas horizontais principais e secundárias verticais, nas quais é soldada a chapa do paramento vedante. As vigas horizontais apóiam-se, por meio de uma viga vertical de ligação, nos nichos dos pilares. Para se diminuir o atrito, as comportas geralmente são munidas de rodas que correm sobre o trilho no nicho. No Rio Tennessee, nos EUA, em duas barragens, Pickwick Landing e Gunthersville, o comprimento do vertedouro estava limitado e, conseqüentemente, as comportas deviam ser muito altas. Por isso foram bipartidas, mais ou menos no meio da altura, e as duas partes correm na mesma ranhura. Conseqüentemente não podem ser acionadas individualmente e um guincho móvel, que tem forma semelhante a um vagão, serve para levantar uma por

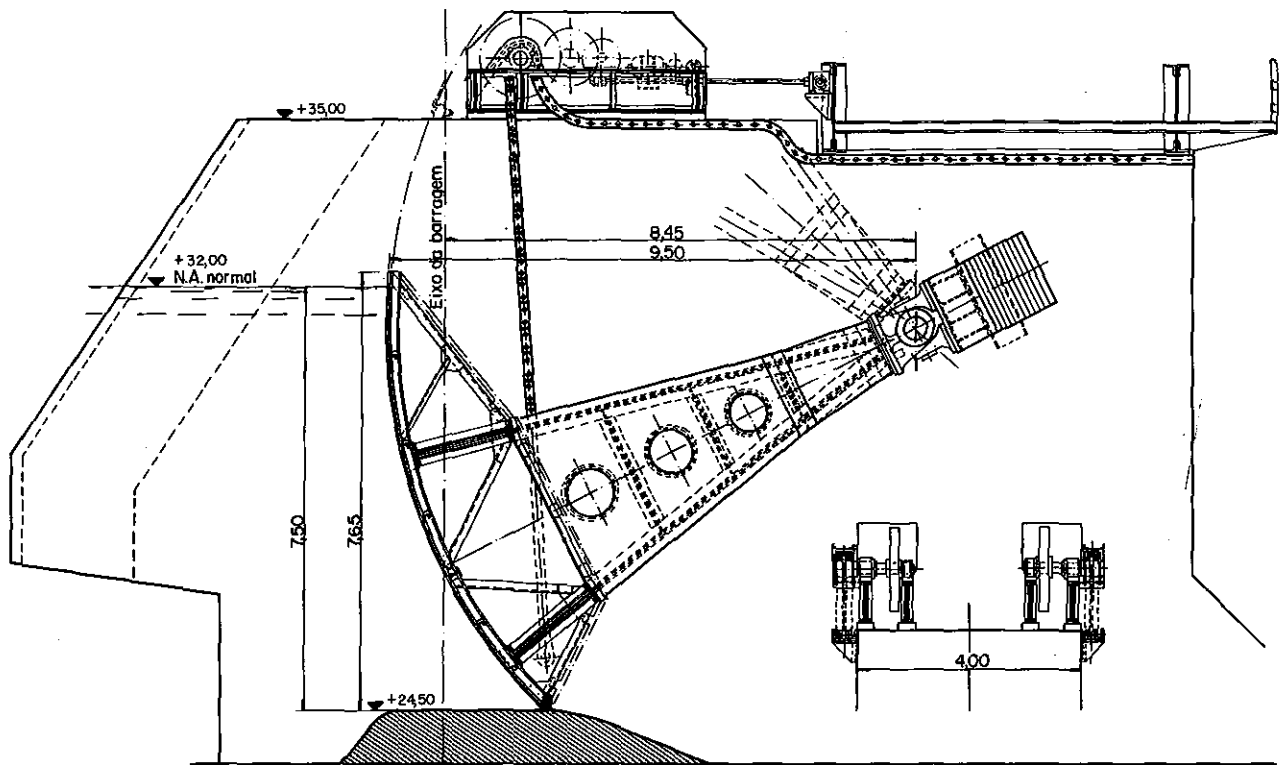


Figura 6.75 Comporta de segmento movimentada por guinchos, por meio de correntes tipo Gall

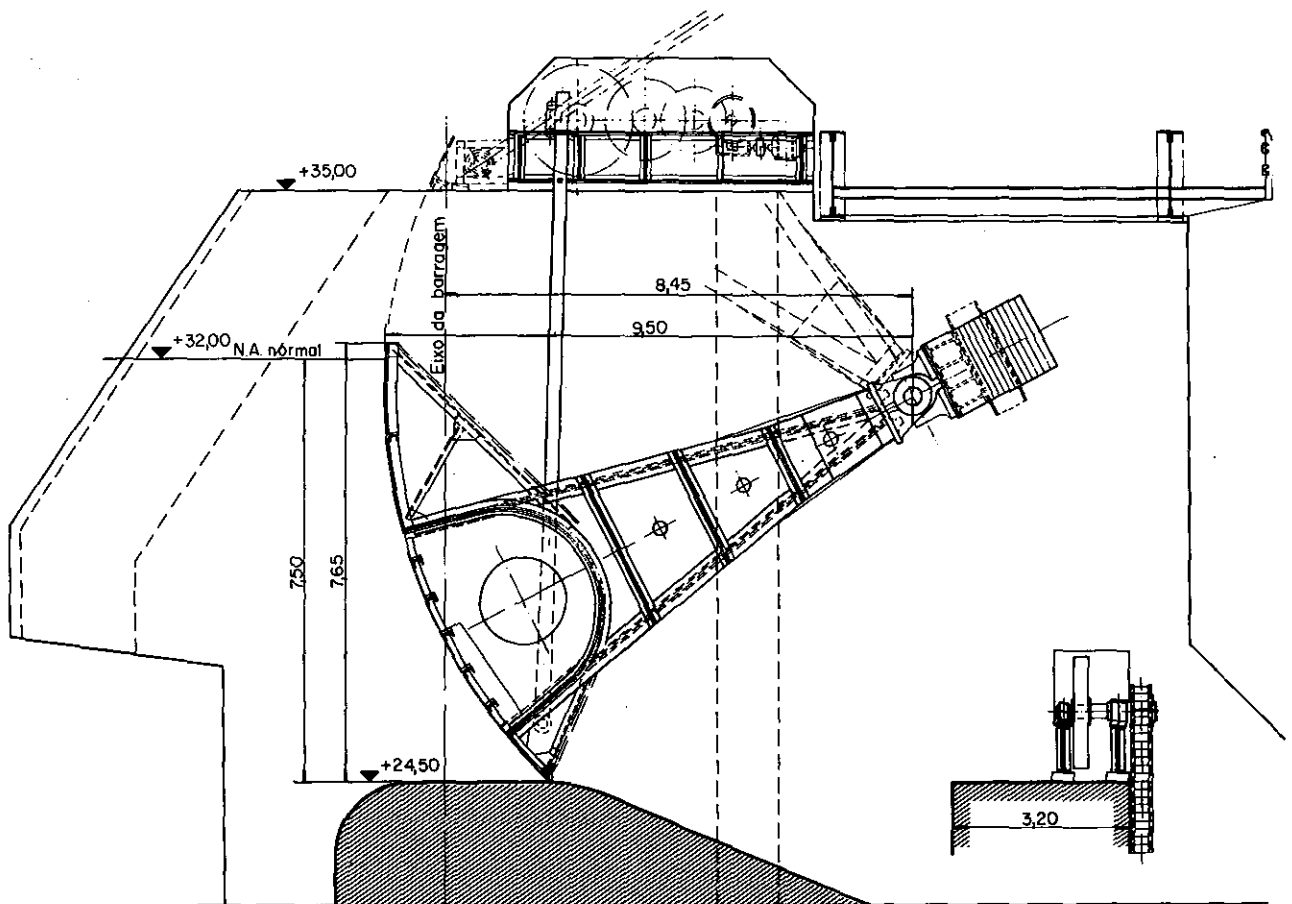
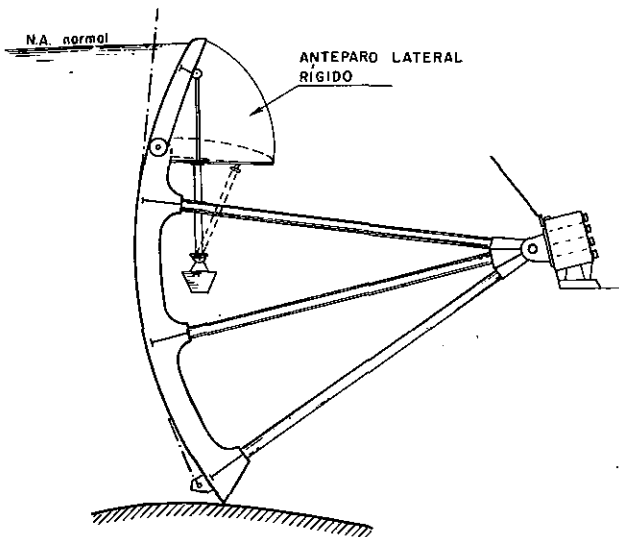
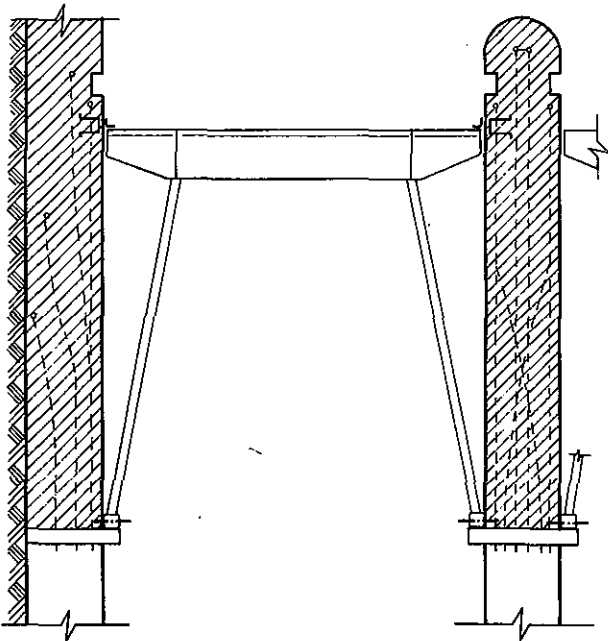


Figura 6.76 Comporta de segmento com acionamento unilateral



**Figura 6.77** Parte basculante sobre uma comporta de segmento, para escoamento de detritos e plantas aquáticas flutuantes



**Figura 6.78** Armação protendida dos pilares para transmitir os esforços exercidos pelos mancais de uma comporta de segmento, colocados nas extremidades de jusante

uma. Essa solução é considerada obsoleta, principalmente por causa da operação muito demorada.

Outros tipos de comportas planas bipartidas são muito usadas nos vertedouros de barragens baixas, de até cerca de 10 m de altura, onde as aberturas devem ser liberadas completamente durante as enchentes, com nível d'água de montante pouco mais alto que o de jusante. Esse tipo é pouco aplicado no Brasil e, por esse motivo, não faremos uma descrição detalhada.

As comportas planas simples são projetadas principalmente para as descargas de fundo e as tomadas d'água, e serão descritas mais a frente.

Enquanto as comportas de segmento e as planas transmitem a pressão d'água aos pilares, as comportas,

a serem descritas nas alíneas seguintes, apóiam-se na soleira por articulações distribuídas sobre todo o comprimento da mesma: são as comportas basculantes, as de setor e as de tambor (*drum-gates*).

O modo de transmitir os esforços à soleira permite teoricamente um comprimento infinito da comporta, mas limitado para as basculantes pela capacidade dos guinchos. A forma mais moderna da comporta basculante consiste num corpo rígido e resistente à torsão, conforme a Fig. 6.79, chamada *barriga de peixe*, que pode ser operada apenas num lado. Existem comportas basculantes desde tipo com mais de 40 m de comprimento e 5,4 m de altura. Colocando-se sobre a soleira duas comportas, uma com acionamento no lado direito e a outra no lado esquerdo, e vedando-as em posição "fecha uma contra a outra", o comprimento total pode ser duplicado sem necessidade de pilar intermediário. Nesse caso, uma galeria na base de concreto da barragem pode servir de via de comunicação de um lado para outro, para movimento do pessoal.

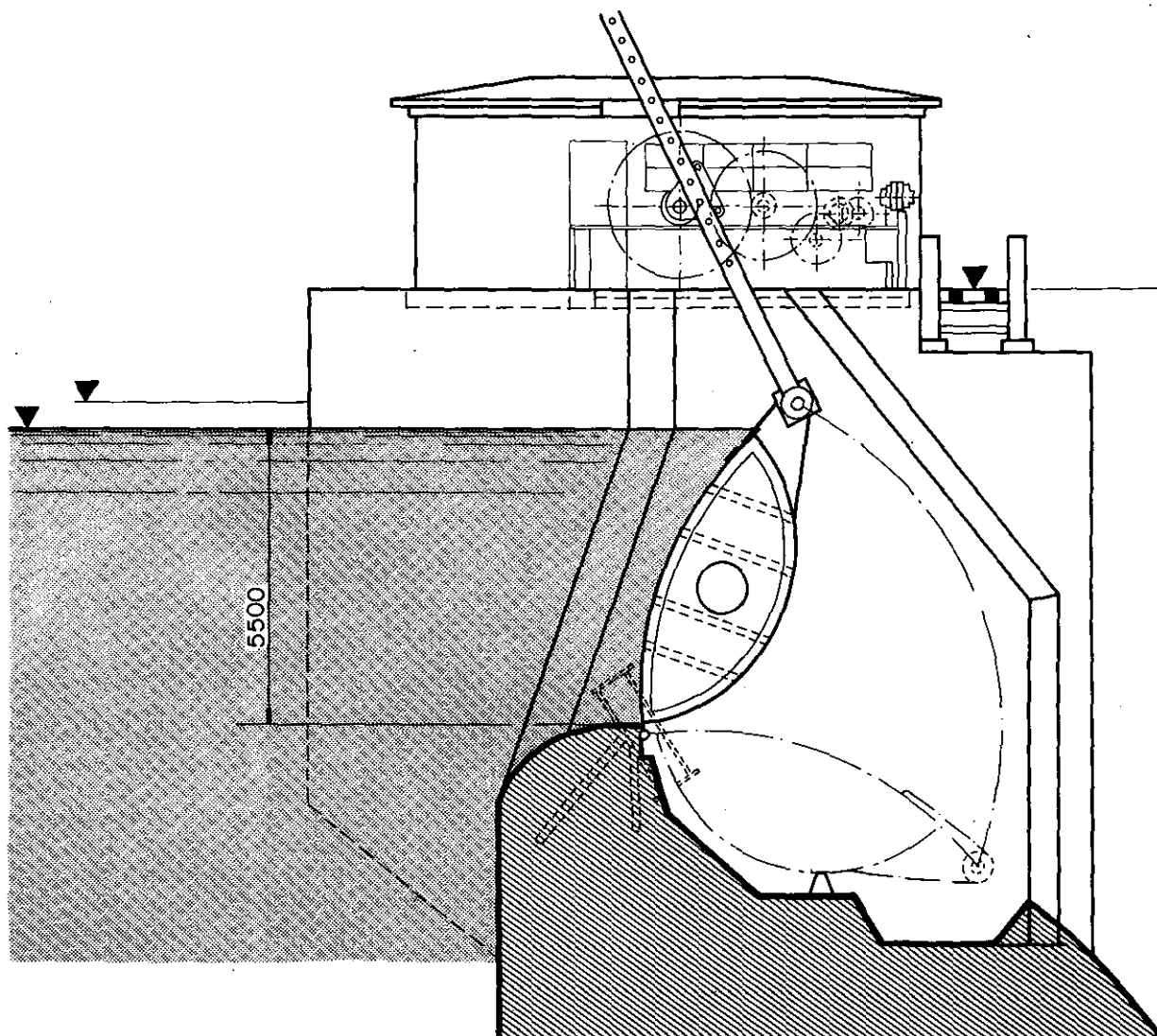
Comportas de tamanho não muito grande, acionadas nos dois lados, podem ser automatizadas e operadas apenas pela pressão d'água sobre a própria comporta. Um contrapeso, ligado à comporta por meio de hastas ou cabos e por travessões ou rolos grandes, mantém a comporta fechada. A subida do nível d'água na represa aumenta a pressão d'água na comporta abrindo-a e vice-versa. Esse tipo é usado, como já foi dito, apenas em instalações pequenas, descarregando vazões menores que as escoadas nos vertedouros de aproveitamentos hidrelétricos de grande porte, objeto deste trabalho. Por isso, basta mencioná-lo.

Os outros dois tipos de comportas baseiam-se, em princípio, na mesma idéia: um setor de cilindro se apóia, no eixo do cilindro, na soleira do vertedouro e desce, para liberar a abertura, num poço dentro da soleira, como mostram as Figs. 6.80 e 6.82. Os dois tipos são movimentados pela pressão d'água e não precisam de acionamento mecânico. Para fechar a comporta, o poço será posto em comunicação com a represa e a água levanta a comporta. Para abri-la, esvazia-se o poço, de modo que o peso próprio da comporta a faz descer no poço.

O tipo de setor (Figs. 6.80 e 6.81) tem a articulação a jusante e a forma de um corpo aberto apenas no lado radial inferior, mas fechado nas duas extremidades. O corpo deve ter vedações, geralmente de borracha sintética, na soleira de montante, nos dois lados do poço (estas devem ser fixas no concreto, de modo que a comporta deslize ao longo delas), nos dois lados da chapa radial (estas geralmente fixas à comporta e deslizando sobre chapas embutidas no concreto dos pilares) e ao longo da articulação de jusante.

A operação de comporta pode ser completamente automatizada. Um flutuador movimenta, por meio de pequenos servomotores, as válvulas de ligação do poço com os lados de montante e de jusante, de modo que, com nível d'água na represa subindo, fecha a válvula de entrada no poço e abre a de saída, esvaziando, assim, o poço e baixando a comporta. Um equipamento especial assegura a estabilidade da regulação. Com o nível d'água baixando, o flutuador inicia a operação inversa.





**Figura 6.79** Comporta basculante, de corpo rígido, resistente à torsão

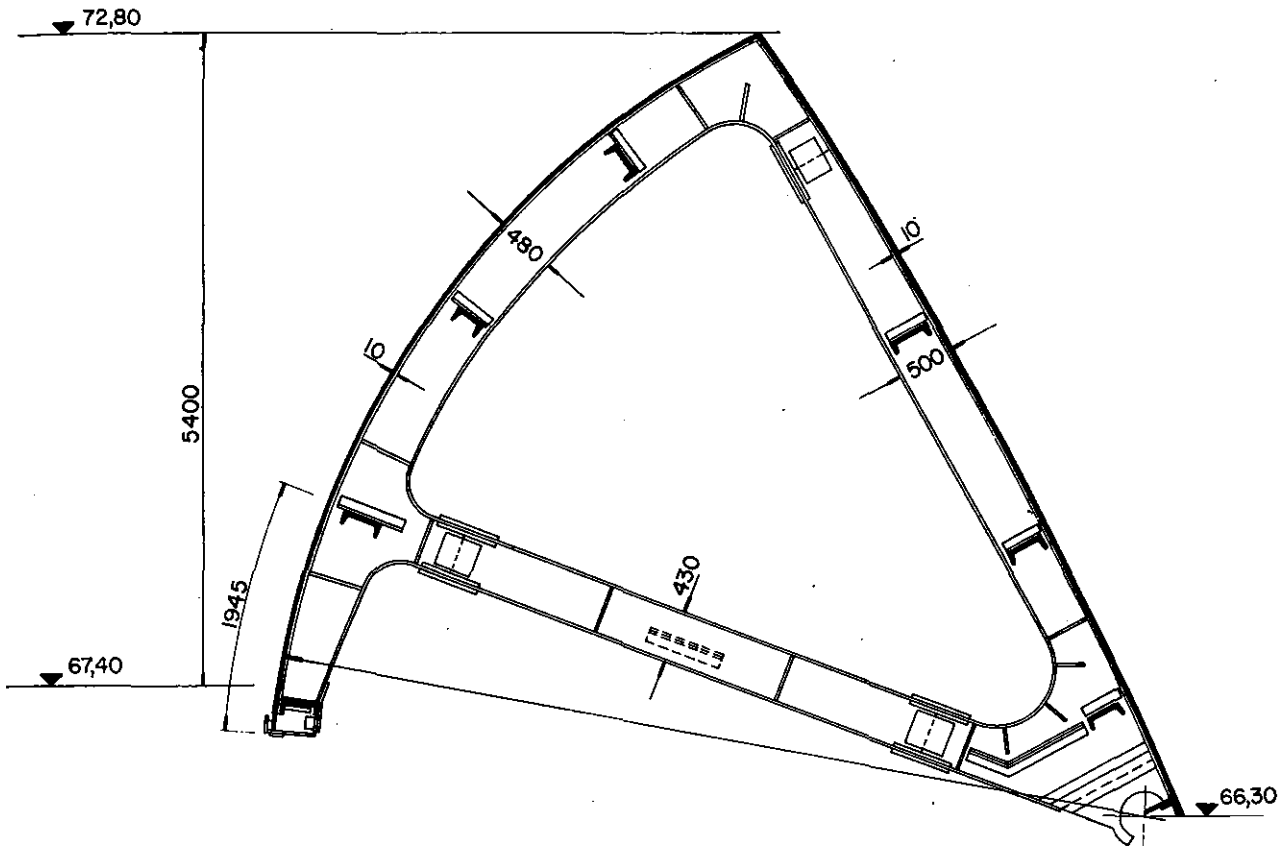
A comporta de tambor (Fig. 6.82) está apoiada numa articulação a montante do poço e o corpo da comporta é completamente fechado. O paramento de montante é um pouco mais comprido que o corpo oco, de modo que o jato d'água passando por cima cai livremente. As vedações encontram-se na articulação, no canto de jusante do poço, nos dois lados da chapa cilíndrica do paramento de montante. O acionamento é o mesmo da comporta de setor.

O tipo de setor é um pouco mais leve devido à ausência da chapa radial inferior; a resultante da pressão d'água, sobre o paramento de montante, passa pela articulação de modo que a pressão d'água, no poço e no corpo da comporta, tem que equilibrar apenas o peso próprio da comporta e o peso da lâmina d'água que passa por cima, na posição entreaberta, e gera, aliás, uma zona de subpressão perto do canto superior da comporta. Esse pequeno defeito é evitado pelo bico superior da comporta de tambor, que tem, em compensação, a desvantagem de ser movimentada contra a pressão d'água de montante, desvantagem que tem mais importância em países com clima frio, onde se pode acumular gelo em frente da comporta.

Normalmente utilizados na crista de barragens de altura maior que 8 m, nenhum dos dois tipos têm tecnicamente preferência absoluta. Nos EUA se usa muito a comporta de tambor, do tipo desenvolvido principalmente pelo Bureau of Reclamation; ao contrário, na Europa e, principalmente na Alemanha, foram e são construídas, com preferência, as comportas do tipo setor.

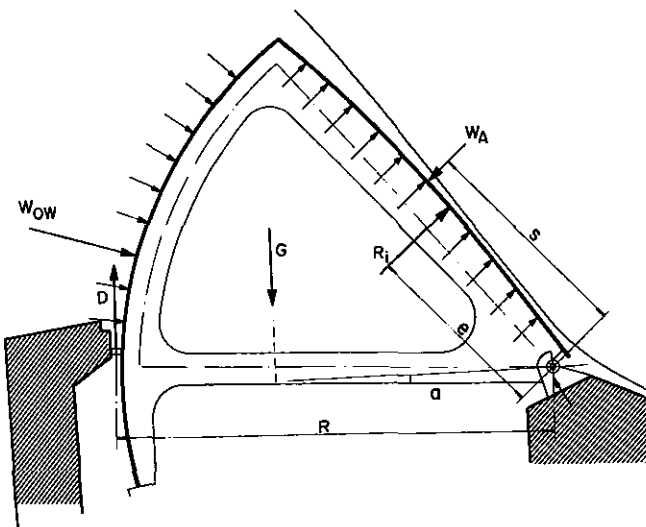
### 6.3.6 COMPORTAS DE EMERGÊNCIA (STOP-LOGS)

Para possibilitar a revisão e os eventuais consertos das comportas com o reservatório cheio, logo a montante das mesmas, são previstas ranhuras verticais nos pilares, nos quais podem ser inseridas comportas de emergência. Geralmente essas comportas são compostas de um certo número de elementos horizontais separados para diminuir o peso unitário a ser manobrado e, conseqüentemente, o tamanho e a capacidade do guindaste pórtico da manobra. São usualmente chamados de *stop-logs*. Os *stop-logs* consistem, em sua maioria, de duas vigas



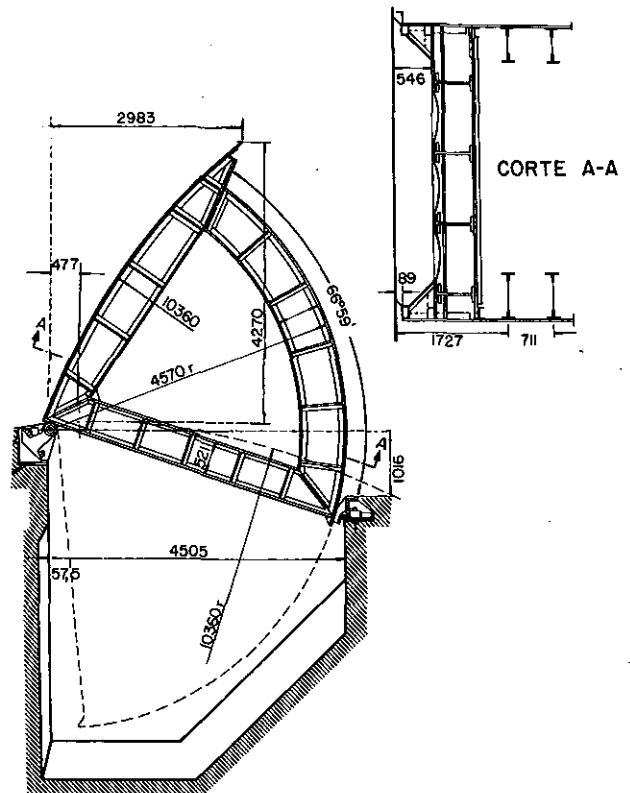
**Figura 6.80** Comporta de setor, com articulação a jusante e com a forma de um corpo aberto apenas no lado inferior, mas fechado nas demais extremidades

de aço em forma de *I* ligados por uma chapa de aço vedante. Peças de borracha, no canto inferior e nos dois lados, servem de vedação entre os próprios *stop-logs* e entre eles e os pilares. A Fig. 6.83 mostra um exemplo.



**Figura 6.81** Esforços atuantes numa comporta de setor

Os diversos elementos podem ter dimensões diferentes, os inferiores dimensionados para a pressão d'água máxima e os seguintes mais leves, de acordo com a diminuição dessa pressão. Os elementos superiores, com peso igual aos inferiores, podem ser mais altos. Porém



**Figura 6.82** Comporta de tambor, apoiada numa articulação de montante, com corpo completamente fechado

essa diversidade dos elementos exige que sejam inseridos na seqüência certa, o que dificulta a manipulação, porque na estocagem não se pode manter sempre a seqüência certa. São conhecidos casos em que os *stop-logs* foram colocados erradamente, provocando sua ruptura. Por isso, muitos projetistas preferem os *stop-logs* completamente iguais e intercambiáveis, dimensionados para a pressão d'água máxima, mesmo que o conjunto fique um pouco mais caro.

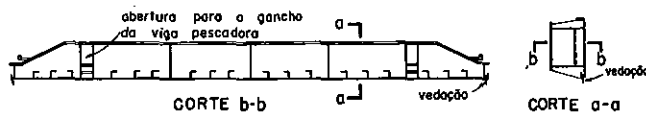


Figura 6.83 Tipo de *stop-log* ou comporta de emergência

A probabilidade de que mais de uma comporta deva ser revisada ou consertada simultaneamente é muito reduzida e, por essa razão, para todas as comportas do vertedouro necessita-se apenas um jogo de *stop-logs*.

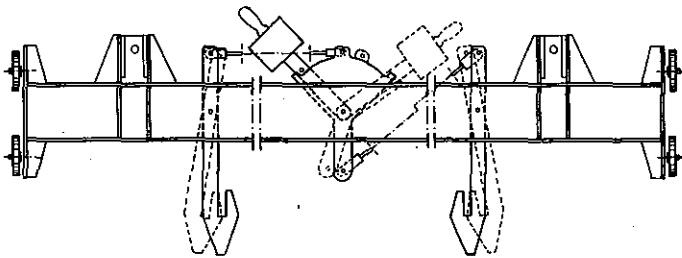


Figura 6.84 Viga pescadora para *stop-logs*

Quando não estiverem sendo utilizados, os *stop-logs* podem ser guardados convenientemente pendurados em suas ranhuras, acima do nível d'água normal na represa. Se o número de vãos do vertedouro não for suficiente para a estocagem de todos os *stop-logs*, deve ser construído um depósito separado para os restantes, se possível na direção do eixo das ranhuras nos pilares, para se evitar o movimento transversal do carrinho do guindaste. Os *stop-logs* são movimentados por esse guindaste por meio de uma viga pescadora (Fig. 6.84). Dependendo da posição do contrapeso, desengatam-se ou engatam-se automaticamente os ganchos dessa viga nas orelhas respectivas dos *stop-logs*, na posição baixa.

### 6.3.7 CONSIDERAÇÕES GERAIS E CONCLUSÕES

A escolha do tipo de comporta depende da topografia do local e do tipo de barragem. Para uma barragem de concreto, com comprimento da crista suficiente para escoamento da enchente de projeto, com uma lâmina de 6 a 8 m de altura, comportas de setor ou de tambor são as mais econômicas. Não precisam de guinchos ou outros acionamentos mecânicos e todos ou quase todos os pilares intermediários podem ser eliminados. A descarga unitária é muito menor que nas comportas mais altas e, por isso, a dissipação da energia no pé da barragem apresenta menos problemas. Foram construídas comportas desse tipo com cerca de 6 m de

altura e de até 50 m de comprimento. A eventual necessidade de se projetar uma estrada sobre a barragem muda um pouco o aspecto, porque serão necessários mais pilares intermediários para diminuir os vãos da ponte.

Quando não há tanto espaço disponível, principalmente nas barragens de terra e enrocamento, onde o vertedouro deve ser localizado na encosta do vale, exigindo escavação profunda, devem ser empregadas comportas mais altas com menor vão, e são preferidas as comportas de segmento, que é o tipo mais barato nesse caso. Lembramos que, passando de uma comporta setor, de 6 m de altura, para comportas de segmento, com 15 m de altura, o vão total pode ser reduzido para a quarta parte.

Comportas planas, ou de segmento, com altura grande e vão menor são mais baratas que com altura menor e vão maior, porque a estrutura para sua construção aumenta em relação linear à altura e com o quadrado do vão. Por outro lado, comportas altas concentram mais a energia da água escoada, a descarga unitária aumenta, causando assim maiores problemas para a dissipação de energia. Procurando-se a solução mais econômica para o vertedouro, não se deve considerar isoladamente apenas uma parte do conjunto, por exemplo, as comportas, mas sim a influência dessa parte sobre todas as obras integrantes do conjunto.

Como vimos, o projeto de muitas partes do vertedouro deve ser controlado em modelo reduzido. Os engenheiros dos laboratórios de hidráulica geralmente procuram dar às construções formas hidraulicamente perfeitas. Porém tal perfeição exige, muitas vezes, investimentos relativamente altos e deve ser rigorosamente estudado se as melhores condições de escoamento justificam esses investimentos. Por exemplo, com a finalidade de diminuir a contração na entrada das comportas, deveria ser construído um muro-guia de dimensões consideráveis. Porém piores condições hidráulicas no afluxo às comportas diminuem, talvez, a capacidade do vertedouro em apenas 1 ou 2%, que podem ser compensados por uma elevação de poucos decímetros do nível d'água na represa.

Essas considerações conduzem ao exame de outro problema. Atualmente a enchente decimilena ou, melhor dito, a enchente com probabilidade de 0,01% é adotada como base para o dimensionamento do vertedouro e essa vazão é calculada mediante extrapolação de dados estatísticos de enchentes registradas. Aplicando-se as diferentes fórmulas de probabilidade indicadas por diversos autores, o resultado pode diferir de 10% e até mais. Então surge a questão: será sensato investir dinheiro para melhorar a capacidade do vertedouro em 1 ou 2%? Do mesmo modo, os cálculos de achatamento da curva da enchente, pela retenção da água na represa, são resultados aproximados, por falta de dados exatos e porque são utilizados métodos de cálculo aproximados.

Mais importante que o comportamento do vertedouro durante a enchente com probabilidade de 0,01%, são as condições hidráulicas e construtivas durante o escoamento de enchentes normais, que podem acontecer todos os anos. O projeto deve ser elaborado de modo que as enchentes normais não provoquem danos nas construções, exigindo consertos freqüentes e dis-

pendiosos, principalmente em lugares que ficarem cobertos pela água. Reparos com probabilidade de 0,1% a 0,01% geralmente não justificam grandes investimentos iniciais.

Nota-se, às vezes, a intenção dos projetistas de reduzir por cálculos artificiais, a vazão da enchente de projeto. Deve ser salientado que, segundo uma estatística americana abrangendo o período de 1935 a 1961, 40% das rupturas de barragens foram causadas por insuficiência do vertedouro e, conseqüentemente, por extravasamento. Impressionados por esse fato, os projetistas aumentaram a vazão de projeto de uma enchente de 0,1% de probabilidade para 0,01%.

O custo do vertedouro ocupa cerca de 12 a 20% dos investimentos totais de um aproveitamento hidrelétrico. Um aumento do custo do vertedouro em 10% significa um aumento dos investimentos totais em 1,2 a 2%. Compensaria uma economia, dessa ordem de grandeza, a diminuição da segurança de toda a obra?

## 6.4 DESCARGAS DE FUNDO

### 6.4.1 DEFINIÇÃO, FINALIDADE E LOCALIZAÇÃO

A descarga de fundo é uma abertura (ou conjunto de aberturas) em forma de galeria ou de túnel, fechada por comporta ou por válvula que atravessa ou circunda uma barragem. Para poder cumprir suas finalidades, que serão enumeradas em seguida, a descarga de fundo deve ser localizada altimetricamente perto do fundo do rio.

A descarga de fundo pode ter as seguintes finalidades:

- a) esvaziar o reservatório quando for necessário,
- b) evacuar os sólidos decantados no reservatório,
- c) liberar água durante a parada completa das turbinas,
- d) escoar total ou parcialmente as águas de enchente,
- e) desviar o rio durante a construção da barragem.

Todas essas finalidades têm valor relativo, conforme comentários a seguir.

Uma descarga de fundo pode cumprir a finalidade de esvaziar o reservatório somente no caso de uma barragem baixa com bacia de acumulação pequena. O enchimento de grandes reservatórios, como os de Três Marias, Furnas, Ilha Solteira, Jurumirim, Xavantes, etc., demora muitos meses, mesmo aproveitando-se do deflúvio dos meses de cheia e acumulando-o completamente sem liberar água para jusante. Da mesma forma o esvaziamento leva muitos meses, mesmo através de uma descarga de fundo de grande capacidade. O esvaziamento e reenchimento de um grande reservatório demora, então, mais de um ano e durante esse período, a usina não pode produzir energia.

Por outro lado, as barragens são construídas, hoje em dia, com tanta segurança e solidez que consertos na parte inferior, que exigiriam rebaixamento do nível d'água até o fundo, não são necessários.

A descarga de fundo não é capaz de esvaziar grandes quantidades dos sólidos decantados. A Fig. 4.12 mostra claramente o efeito muito restrito do esvaziamento do reservatório. A descarga de fundo aberta retira os sólidos apenas em sua vizinhança, formando um meio-cone invertido com taludes relativamente suaves. Situada perto da tomada d'água e aberta periodicamente, a descarga pode evitar, nesse caso, a entrada de areia e de outros sólidos nas turbinas.

A finalidade de liberar água durante a parada completa das turbinas, citada muitas vezes para justificar a construção de uma descarga de fundo, também é muito contestável. Uma usina de ponta pára, na operação regular, algumas horas durante a noite, mas a usina de jusante geralmente tem bacia de acumulação com capacidade suficiente para compensar tais variações na liberação de descarga pela usina de montante. O que foi dito acima vale também para uma parada durante o fim de semana para se efetuarem consertos. Paradas mais prolongadas, com o nível d'água rebaixado abaixo da soleira do vertedouro, são muito raras, até improváveis, e não justificam a construção da descarga de fundo.

As circunstâncias são diferentes quando, logo a montante de uma usina já existente, com reservatório apenas suficiente para a compensação diária ou semanal, é construída uma barragem com reservatório de grande capacidade. Pode acontecer que, durante o enchimento da grande represa, deva ser liberada uma descarga que, em conjunto com a descarga proveniente da bacia hidrográfica intermediária, garanta uma certa potência às usinas existentes a jusante. Nesse caso precisa-se de uma descarga de fundo com órgão regulador de descarga. Porém estudos econômicos devem ser feitos para se verificar qual é a alternativa mais vantajosa: fechar completamente a descarga de fundo, restando-se todo o deflúvio no reservatório, enchendo-o mais rapidamente (fazendo essa usina entrar mais cedo em operação, com queda maior e conseqüentemente maior produção com a mesma descarga), mas por outro lado perdendo parcialmente a produção da usina de jusante, ou então garantir certa produção dessa usina, entrando a mesma mais tarde em operação com grande reservatório.

O aproveitamento do Rio Paranapanema serve de exemplo. Na época da construção da Barragem de Xavantes, com bacia de acumulação de cerca de 9 km<sup>3</sup>, a Usina de Salto Grande (Lucas Nogueira Garcez), situada a jusante, já estava em operação. Entre os dois locais existem dois afluentes, o Rio Pardo e o Rio Novo. Garantindo-se descarga de 220 m<sup>3</sup>/s, em Salto Grande, a represa estaria cheia, até a cota da depleção máxima, num ano de grande pluviosidade, em 5,5 meses, e num período de anos secos, em 36 meses. Fechando-se completamente a descarga de fundo, os respectivos períodos seriam 4 meses e 11 meses. Os estudos comparativos mostraram que, pelo fechamento completo num período seco, pode-se ganhar 2 350 GWh, enquanto que, no período chuvoso, o ganho é desprezível. Por isso, decidiu-se eliminar a descarga de fundo, prevista no projeto primitivo.

Para o desvio do rio durante a construção da barragem (problema que será tratado posteriormente), são previstas aberturas provisórias com as características de uma descarga de fundo, que podem ser usadas para essa finalidade se equipadas com comportas ou vál-

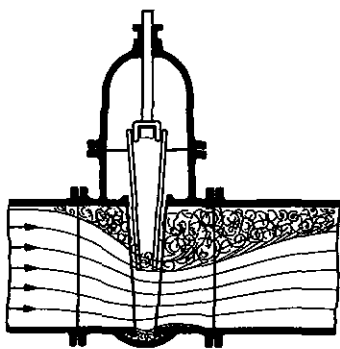
vulas adequadas. Como foi explicado no item 6.3.4.1, essas aberturas podem servir para o escoamento parcial das enchentes (veja as Figs. 6.62 e 6.63).

### 6.4.2 COMPORTAS E VÁLVULAS DE DESCARGA DE FUNDO

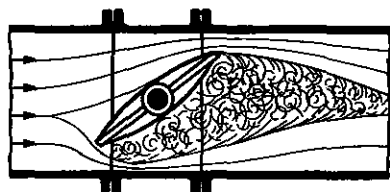
São vários os tipos de comportas e válvulas que se usam no fechamento das descargas de fundo. A escolha do tipo adequado depende do tamanho da abertura a ser fechada, da localização abaixo do nível d'água máximo e, conseqüentemente da pressão d'água, do tipo e do comprimento da mesma descarga, da finalidade do órgão de regulação, se somente trabalha completamente aberto ou se deve regular a descarga, das possibilidades morfológicas para as construções destinadas à dissipação de energia, etc.

As comportas planas e de segmento, tipos aliás muito usados em vertedouros de superfície, são aplicadas nas descargas de fundo apenas em barragens de altura pequena e média, como as Figs. 6.62 e 6.63. A montante, sempre são previstas ranhuras para se poder inserir uma comporta de emergência ou um *stop-logs*, no caso de necessidade de manutenção ou consertos na comporta principal. A vedação das comportas de segmento deve ser colocada na parte de montante e, geralmente, a vedação horizontal superior é fixada na própria comporta. Deve-se ter cuidado para que essa vedação fique funcionando também em posição entreaderta, para se evitar que o jato d'água, que poderia passar entre a peça fixa e a comporta, possa provocar danos. Por isso, recorre-se às vezes a uma dupla vedação, sendo a vedação adicional fixada nas próprias peças fixas.

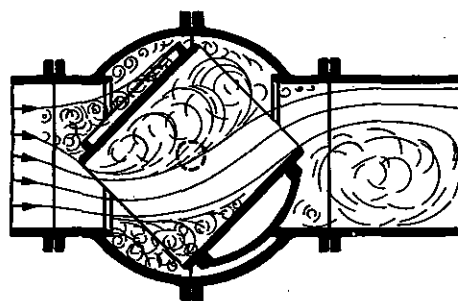
Em todos os casos deve ser prevista uma aeração bastante eficiente, para se evitarem cavitações e erosões, principalmente quando a comporta está aberta parcialmente.



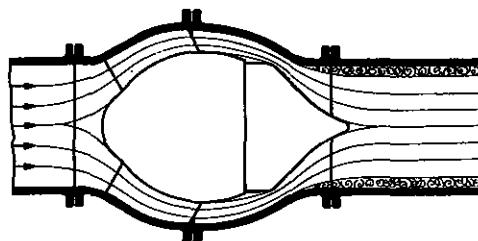
**Figura 6.85** Corte em uma válvula de gaveta, parcialmente aberta



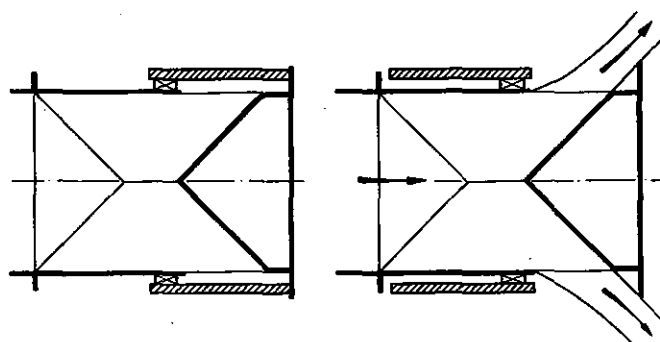
**Figura 6.86** Corte em uma válvula borboleta, parcialmente aberta



**Figura 6.87** Corte em uma válvula esférica, parcialmente aberta



**Figura 6.88** Corte em uma válvula anular ou Johnson, aberta



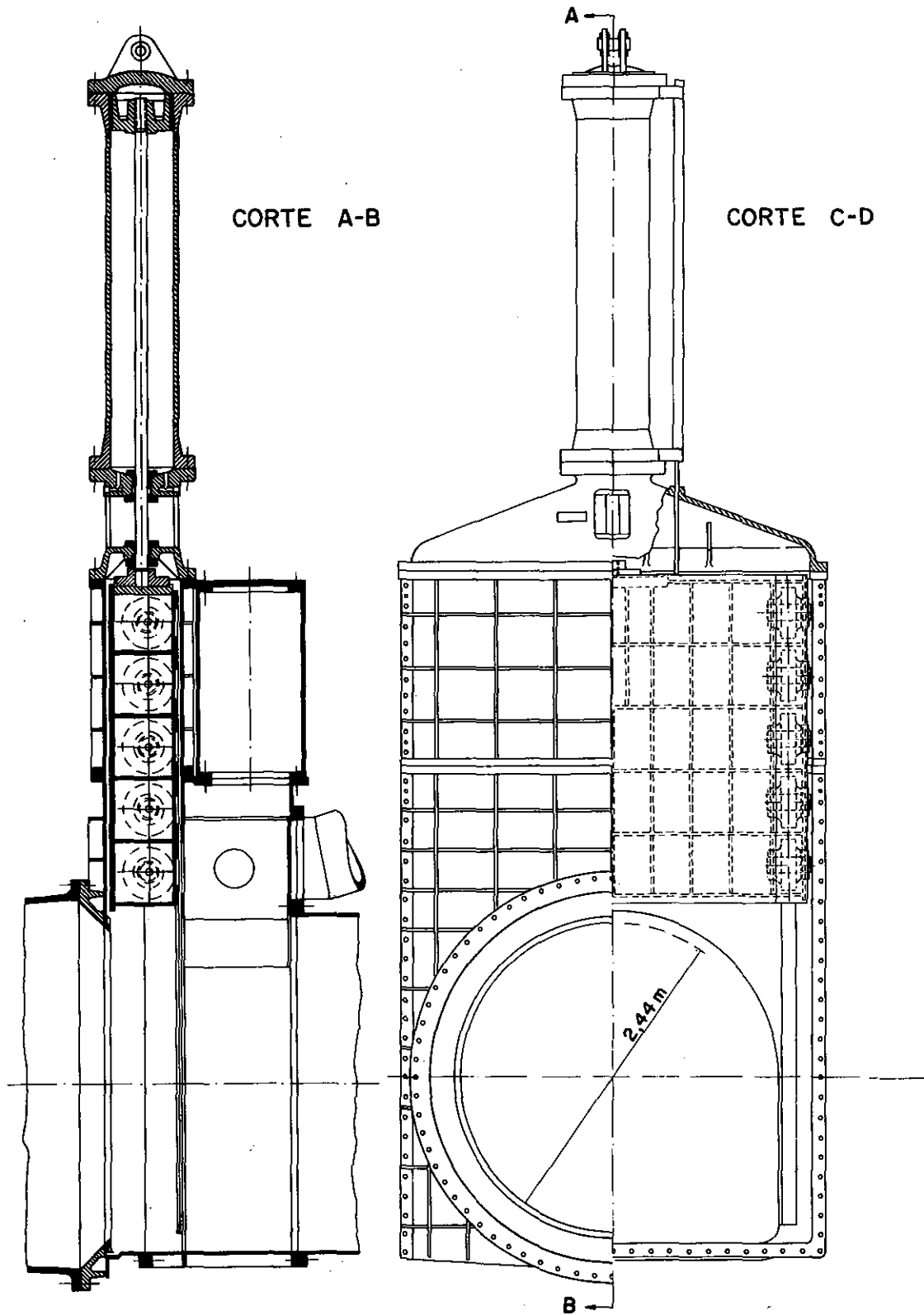
**Figura 6.89** Corte esquemático de uma válvula de cone, tipo Howell-Bunger, nas posições aberta e fechada

Em túneis, galerias e tubulações com grande pressão d'água, usam-se válvulas de gaveta, esféricas, de agulha ou anular, e de cone; as duas últimas são chamadas, nos EUA, de Johnson e de Howel-Bunger.

As válvulas esféricas têm boas características somente em posição completamente aberta e recomenda-se usá-las apenas sob pressões d'água muito grandes. As válvulas anulares e as de cone distinguem-se por suas ótimas condições de fluxo para qualquer abertura. As Figs. 6.85 a 6.89 mostram o fluxo d'água nas diversas válvulas sob abertura parcial.

As válvulas de gaveta são usadas para altas pressões d'água. Válvulas de pequenas dimensões deslizam com sua vedação de bronze sobre as guias de aço inoxidável. Para diminuir o atrito e, conseqüentemente, os esforços necessários para a movimentação, as válvulas de maiores dimensões são munidas de rolos e de vedação no lado de montante. A Fig. 6.90 mostra uma comporta do primeiro tipo e a Fig. 6.91, do segundo tipo.

As comportas modernas em sua maioria são movimentadas por servomotores. Nesse caso, o aumento da

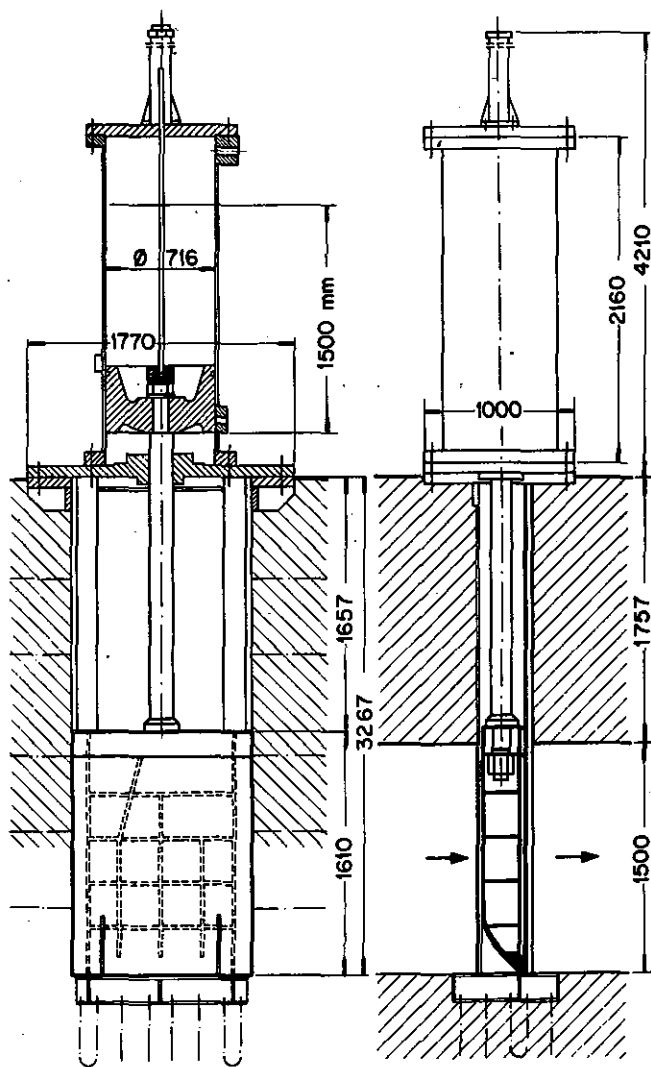


**Figura 6.90** Comporta plana vertical deslizante, munida de rolos e vedação no lado de montante

resistência pelo atrito da vedação de metal não implica em aumento considerável de custo.

A Fig. 6.92 mostra uma válvula anular disposta na extremidade de jusante de uma tubulação, acionada pela própria pressão d'água dentro da tubulação. O espaço A

se comunica com a tubulação por aberturas que se encontram numa palheta de apoio oca do corpo da válvula. Aberta a válvula de regulação *e*, o espaço B esvazia-se e a pressão d'água, no espaço A, abre a válvula. Fechada a válvula de regulação, o espaço B



**Figura 6.91** Comporta plana vertical deslizante, somente com vedação por atrito no lado de montante

será enchido pela água sob pressão passando pelas aberturas *c*, e a válvula fecha.

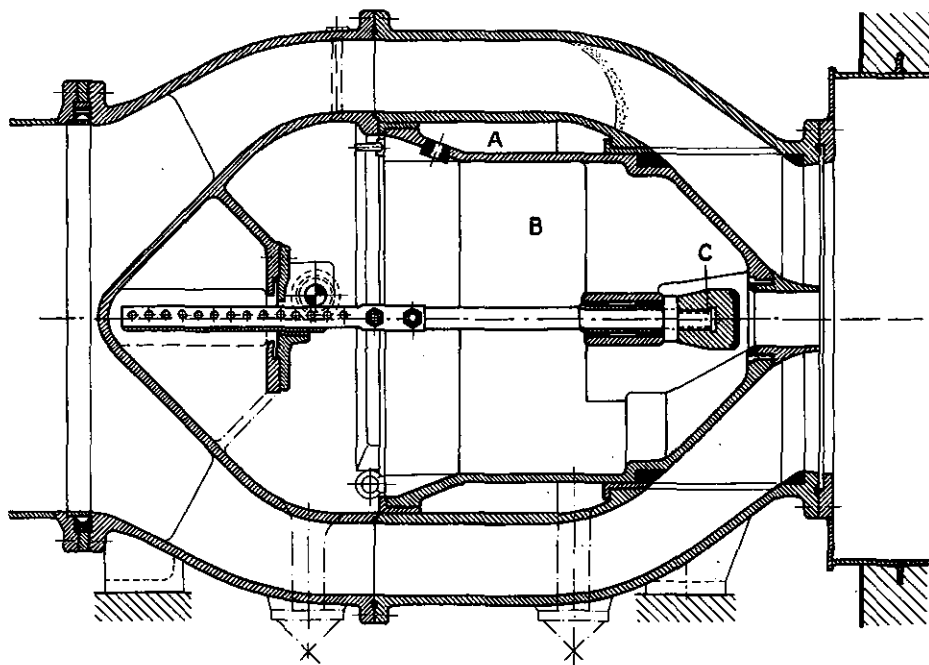
A Fig. 6.93 mostra uma válvula anular com servomotor acionado por óleo sob pressão e a Fig. 6.94, uma válvula esférica.

Nas Figs. de 6.95 a 6.97, estão indicadas diversas modalidades de localização das comportas. A descarga de fundo da Fig. 6.95 encontra-se numa barragem em arco e é munida de duas comportas planas deslizantes. A de jusante é a comporta de operação, enquanto que a de montante é usada em emergência. As duas comportas — nesse caso construídas de uma chapa de aço lisa — estão localizadas na extremidade de jusante e despejam a água ao ar livre, dissipando sua energia de forma satisfatória. A parte da descarga situada a montante é acessível apenas depois de esvaziada a represa até a altura da descarga.

A Fig. 6.96 mostra a descarga de fundo da Barragem de Lumiei, na Itália. As duas comportas planas em forma de válvula de gaveta estão situadas no meio de um túnel e exigem, por isso, precauções especiais para se obter um fluxo d'água regular a jusante das comportas. O túnel tem seção muito maior que as comportas e uma aeração volumosa evita a formação de vácuo no túnel. Uma pequena turbina aciona a bomba de óleo para a movimentação das comportas. Também nesse caso o túnel a montante das comportas é acessível apenas com nível d'água baixo na represa.

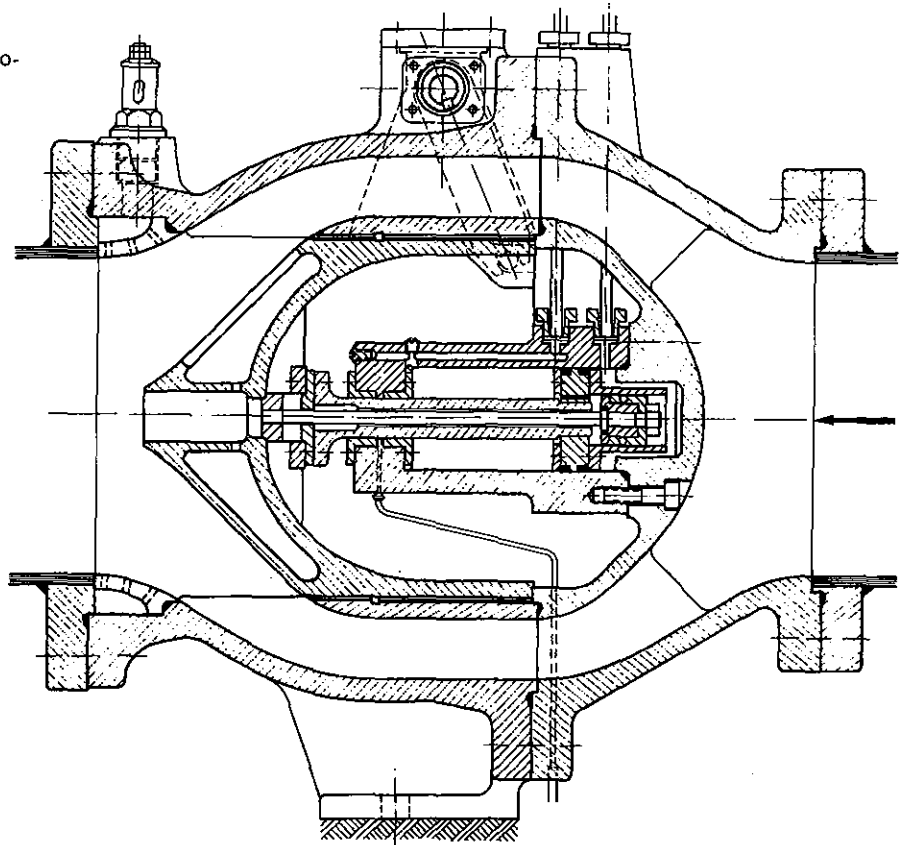
O projeto da descarga da Fig. 6.97 evita esse inconveniente, colocando uma comporta plana na entrada do túnel. Essa comporta sobe e desce sobre um plano inclinado acompanhando o talude da encosta do vale. A comporta é do tipo lagarta, como mostra a Fig. 6.98. Na extremidade de jusante o túnel é fechado por uma comporta do tipo gaveta.

Considerando a grande velocidade d'água, todos os componentes do conjunto devem ser projetados com muito cuidado, para se evitarem cavitações e vibrações



**Figura 6.92** Válvula anular instalada na extremidade de jusante de uma tubulação, acionada pela própria pressão d'água dentro da tubulação

**Figura 6.93** Válvula anular com servomotor acionada por óleo sob pressão



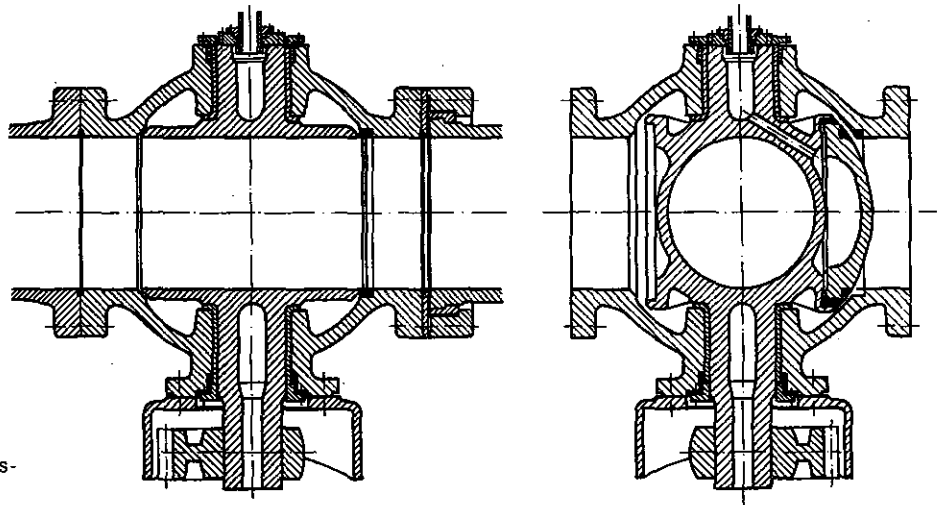
que possam danificar ou destruir as comportas ou o próprio revestimento dos túneis.

## 6.5 TOMADAS D'ÁGUA

### 6.5.1 FINALIDADE E TIPOS DE TOMADAS D'ÁGUA

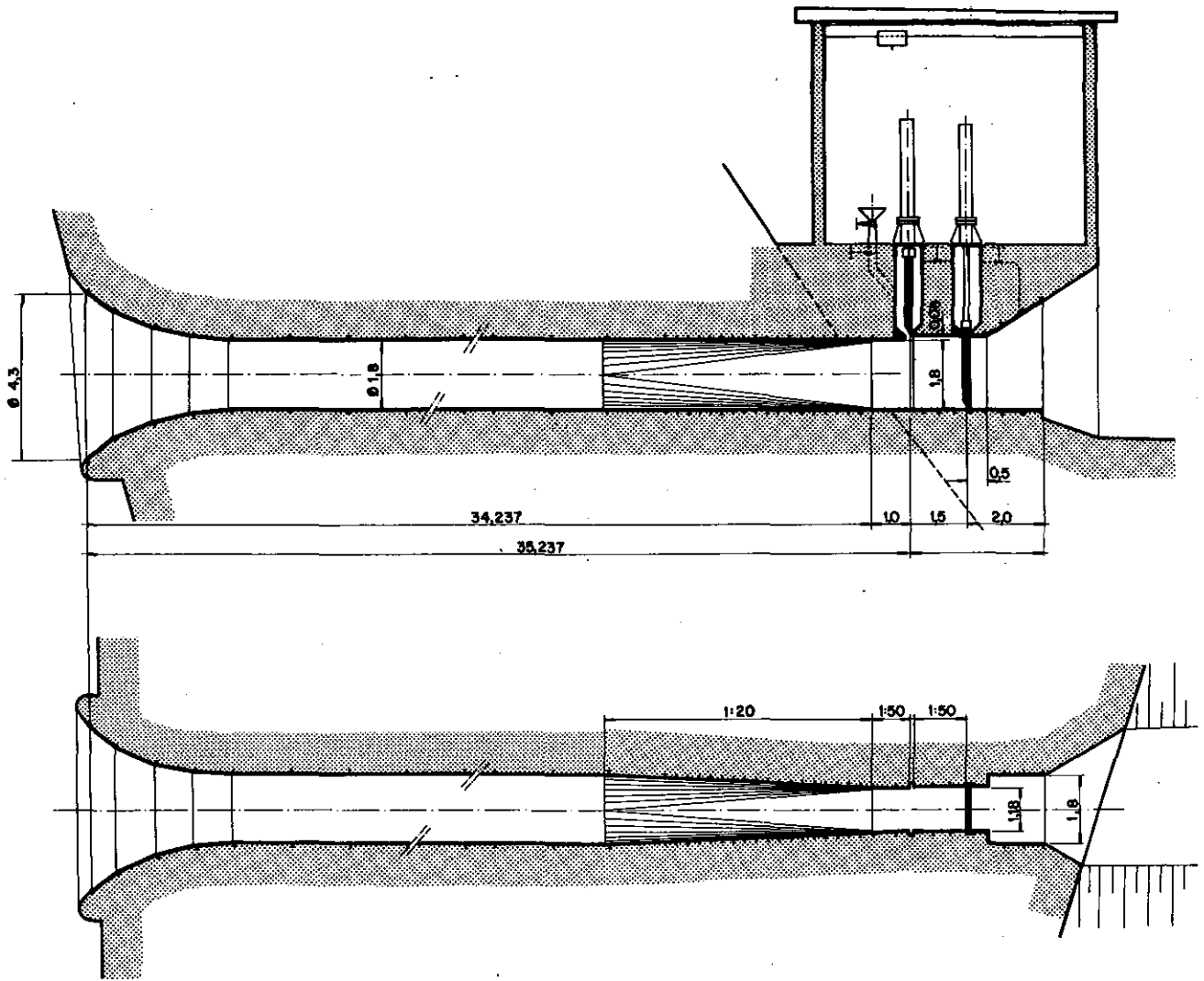
A tomada d'água tem a finalidade de captar e conduzir a água aos órgãos adutores e daí às turbinas, impedir a entrada de corpos flutuantes, que possam danificar as turbinas, e fechar a entrada d'água quando for necessário.

A tomada d'água deve ter uma forma que reduza as perdas de carga ao mínimo possível, em todos os seus trechos. Nas usinas de desvio por um canal aberto (Cap. 3, Seç. 3.2 e Fig. 3.2), existem duas tomadas, uma na entrada do canal e outra a montante das tubulações forçadas. A primeira é geralmente munida de comportas e grades grossas que impedem a entrada de grandes corpos flutuantes no canal. Aconselha-se estudar, em modelo reduzido, a forma da tomada em planta e principalmente o ângulo que forma o eixo da entrada com o eixo do rio, para se evitar a formação de turbilhões e contrações causando perdas de carga, depósitos de lodo e areia e eventualmente erosões nas beiras e no fundo.



**Figura 6.94** Corte numa válvula esférica, acionada por servomotor

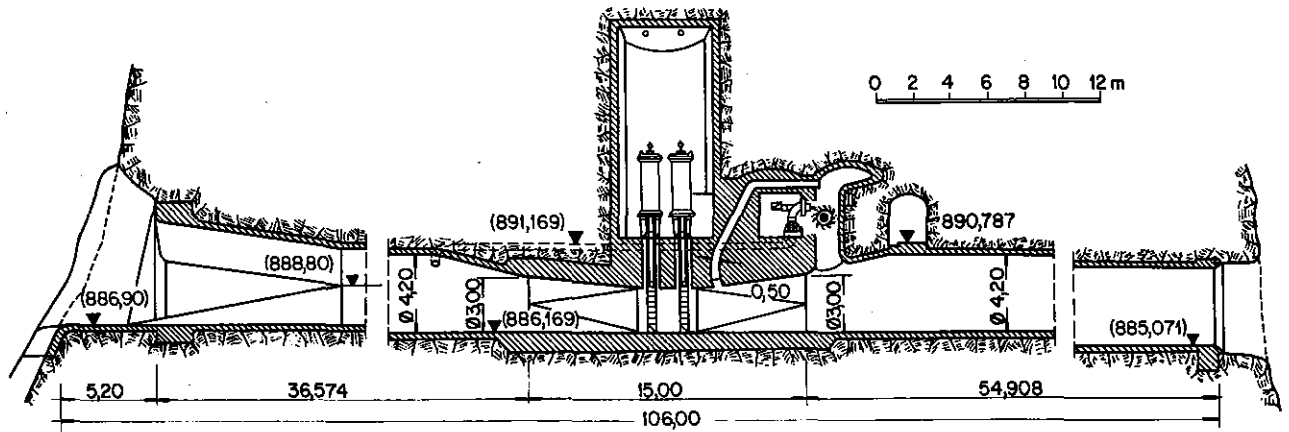




**Figura 6.95** Descarga de fundo de uma barragem em arco, munida de duas comportas planas deslizantes

Existem inúmeros tipos de tomadas d'água. As Figs. 6.99 a 6.107 mostram uma seleção arbitrária. Os tipos principais podem ser classificados segundo sua posição em relação ao nível d'água na represa: tomadas em pequena e em grande profundidade. As primeiras são

mais expostas ao afluxo de corpos flutuantes perto da superfície d'água, por exemplo, plantas aquáticas, folhas das árvores, galhos, etc. Por esse motivo as grades que impedem a entrada desses corpos nas turbinas devem ser limpas freqüentemente e calculadas para resistirem



**Figura 6.96** Descarga de fundo da barragem de Lumiei, na Itália, com duas comportas planas no meio do túnel

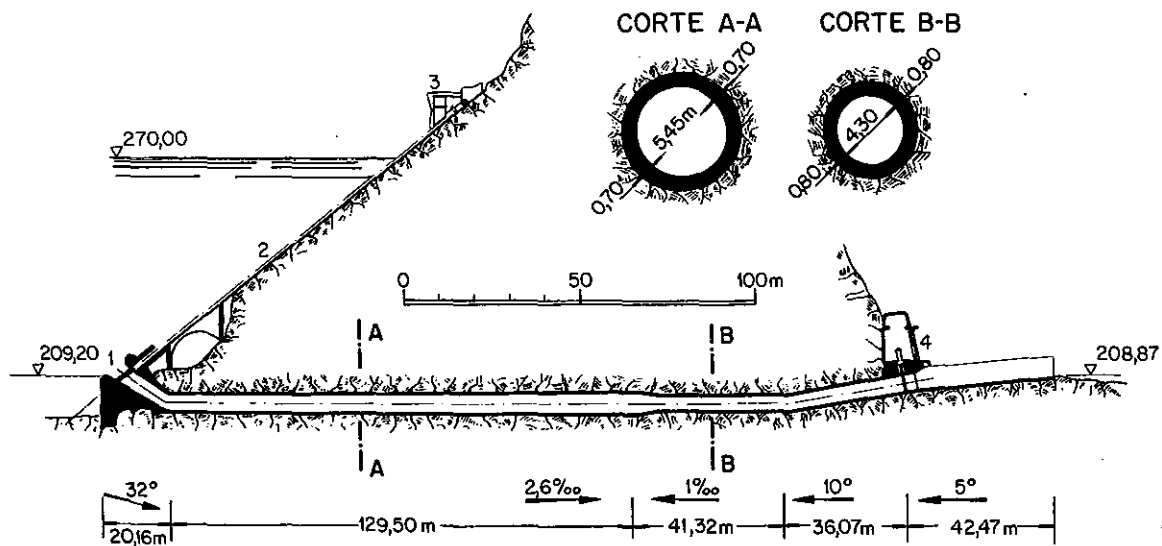


Figura 6.97 Túnel com comporta plana inclinada na boca de montante, do tipo lagarta

ao empuxo d'água causado pela diferença do nível d'água, em seus dois lados (montante-jusante), em consequência do entupimento do espaço entre as barras.

Nas tomadas de grande profundidade a pressão d'água é maior e, assim, as comportas devem ser mais pesadas. Por outro lado, geralmente, não existe o perigo de entupimento das grades e os dispositivos de limpeza podem ser mais simples. Às vezes as grades podem ser içadas para limpeza. Em muitos casos, quando não existe a possibilidade de limpar as grades, estas são superdimensionadas, de maneira que, mesmo parcialmente entupidas, permitem a entrada d'água sem grandes perdas de carga.

Os tipos apresentados nas Figs. 6.99 e 6.100 são os mais usados nas tomadas d'água em profundidade pequena ou média, e geralmente prevêm a utilização de uma máquina limpa-grades. Esses tipos servem de entrada direta para as turbinas, em usinas de baixa queda, ou então para uma tubulação forçada, para um túnel ou para um poço de pressão (veja a Fig. 6.103).

A Fig. 6.100 mostra duas particularidades: a comporta tem posição inclinada, aproximadamente perpendicular ao eixo da tubulação forçada embutida no concreto da barragem, de modo que a altura da comporta fica menor que se estivesse em posição vertical. Os *stop-logs* estão colocados a montante das grades para possibilitar eventuais consertos das mesmas, com a represa cheia. Tal solução aplica-se principalmente se o nível d'água na represa não puder ser abaixado até a soleira das grades, ou se estas não forem removíveis.

A tomada da Fig. 6.101 é, em princípio, do mesmo tipo, porém encontra-se numa torre localizada no pé de uma barragem de enrocamento e a entrada está disposta quase no fundo do rio. Como o perigo de entupimento das grades nesse tipo é muito reduzido, estas são removíveis e podem ser içadas pelo pórtico disposto na crista da torre. Tal solução foi escolhida, neste caso, porque as tubulações forçadas, ligadas à tomada, serviam temporariamente para o desvio do rio.

Os túneis aos quais está ligada a tomada da Fig. 6.103 serviam também de desvio do rio, durante a construção da barragem, porém, para diminuir o comprimento

do túnel e melhorar as condições da regulação das turbinas (assunto que será tratado no item 4.9.2.7), a ligação entre a tomada e o túnel foi feita por um poço parcialmente escavado na rocha e parcialmente penetrando no corpo da barragem. A própria tomada tem a forma de um prisma de doze faces, sendo seis faces munidas de comportas, grades e ranhuras para *stop-logs*.

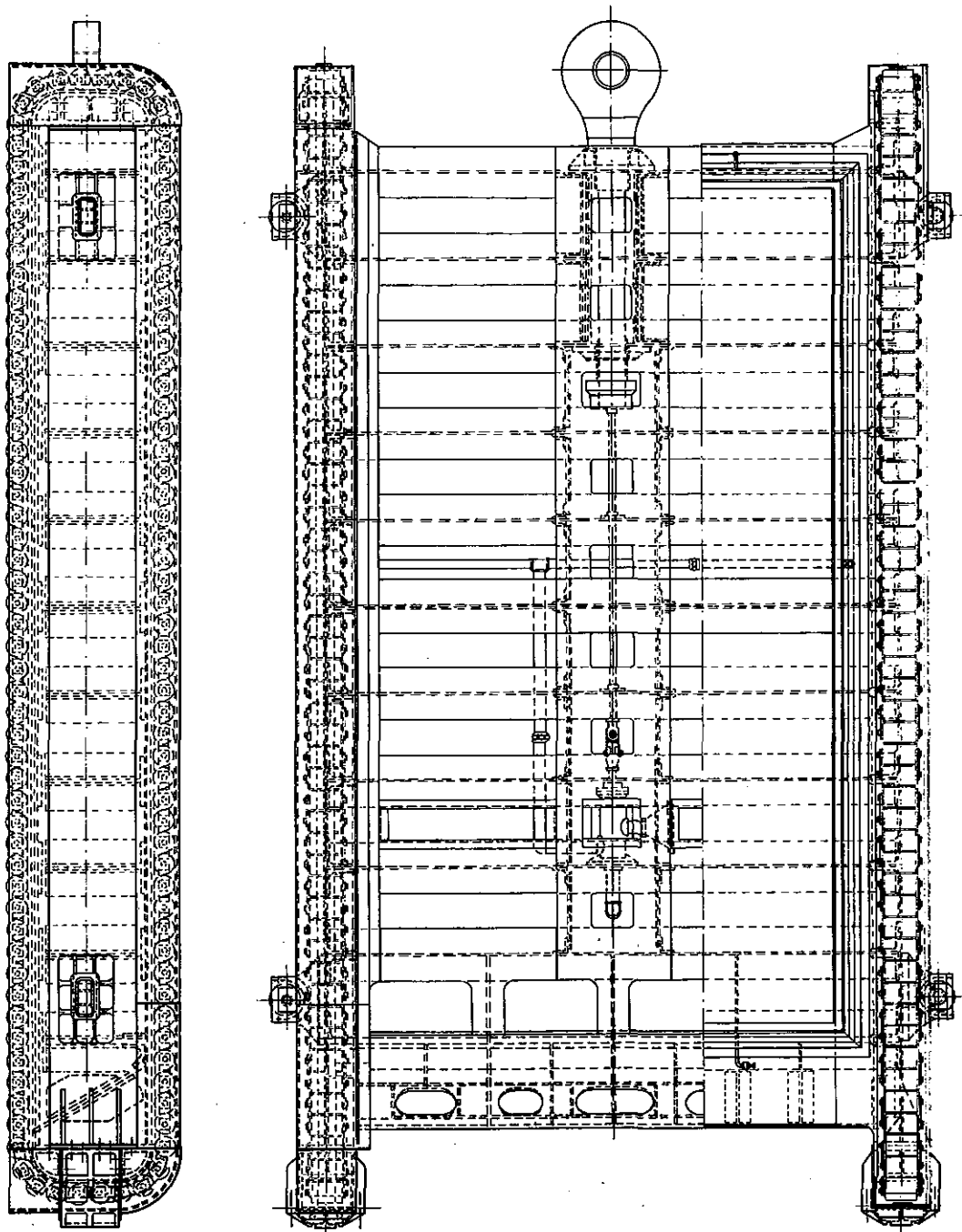
A tomada da Fig. 6.105 representa um tipo semelhante, mas nesse caso o órgão de fechamento é uma comporta cilíndrica, em vez das seis comportas planas do exemplo anterior. A comporta fecha uma abertura cilíndrica interrompida por pilares que suportam a parte superior da tomada. Essa tomada encontra-se no reservatório superior de uma usina reversível (veja o Cap. 7) e não tem *stop-logs*, porque o reservatório pode ser esvaziado facilmente, se for necessário, para revisão ou concerto da comporta.

No reservatório da usina, cuja tomada d'água é representada na Fig. 6.102, a depleção é de apenas 1,5 m e por isso a tomada é do tipo superficial, apesar de ligada através de um poço adutor a uma usina subterrânea. A comporta é do tipo segmento.

A Fig. 6.104 mostra a entrada para um túnel onde a comporta está instalada num poço escavado na rocha. As grades situadas na represa estão em posição inclinada e podem ser limpas por uma máquina limpa-grades cujo ancinho desliza sobre o plano inclinado em prolongamento das grades. O muro na frente das grades foi projetado para impedir a entrada de material de sedimentação.

A torre da tomada d'água na Fig. 6.107 fica situada a montante de uma barragem de abóbada e, fora a forma de entrada, é parecida com a torre da Fig. 6.101. A tomada apresentada na Fig. 6.106, semicircular em planta, é muito usada nos EUA. As grades são fixas e não podem ser limpas. Em compensação a área total das grades é tão grande que, mesmo com entupimento parcial, a operação regular das turbinas está garantida.

Quando a tomada d'água é ligada a uma adutora sob pressão, seja por uma tubulação forçada, seja por um túnel, toda a adutora deve ficar abaixo da linha de pressão correspondente ao nível d'água mínimo na re-



**Figura 6.98** Comporta tipo lagarta, para deslizamento em taludes inclinados

presa, com uma margem de segurança de cerca de 2 m, para se evitarem subpressões, formação de turbilhões em frente da tomada e entrada de ar na tubulação (veja a Fig. 6.108).

## 6.5.2 EQUIPAMENTOS DE TOMADAS D'ÁGUA

### 6.5.2.1 Grades

As grades têm a finalidade de barrar a entrada, na tomada d'água, de troncos de madeira, ou quaisquer

outros corpos possíveis de serem transportados pelo rio e que possam danificar as turbinas.

As grades são geralmente construídas de barras chatas de aço. As perdas de carga podem ser diminuídas dando-se às barras uma forma mais hidrodinâmica, porém a fabricação com essa forma é relativamente cara, e em geral o maior custo não é compensado pelo ganho de queda nas turbinas. As barras são dispostas verticalmente ou inclinadas e se apóiam, em sua parte inferior, numa ranhura na soleira da tomada; no centro se apóiam em vigas horizontais e na parte superior, numa construção de concreto, seja uma ponte de serviço que passe por cima da tomada, seja uma laje

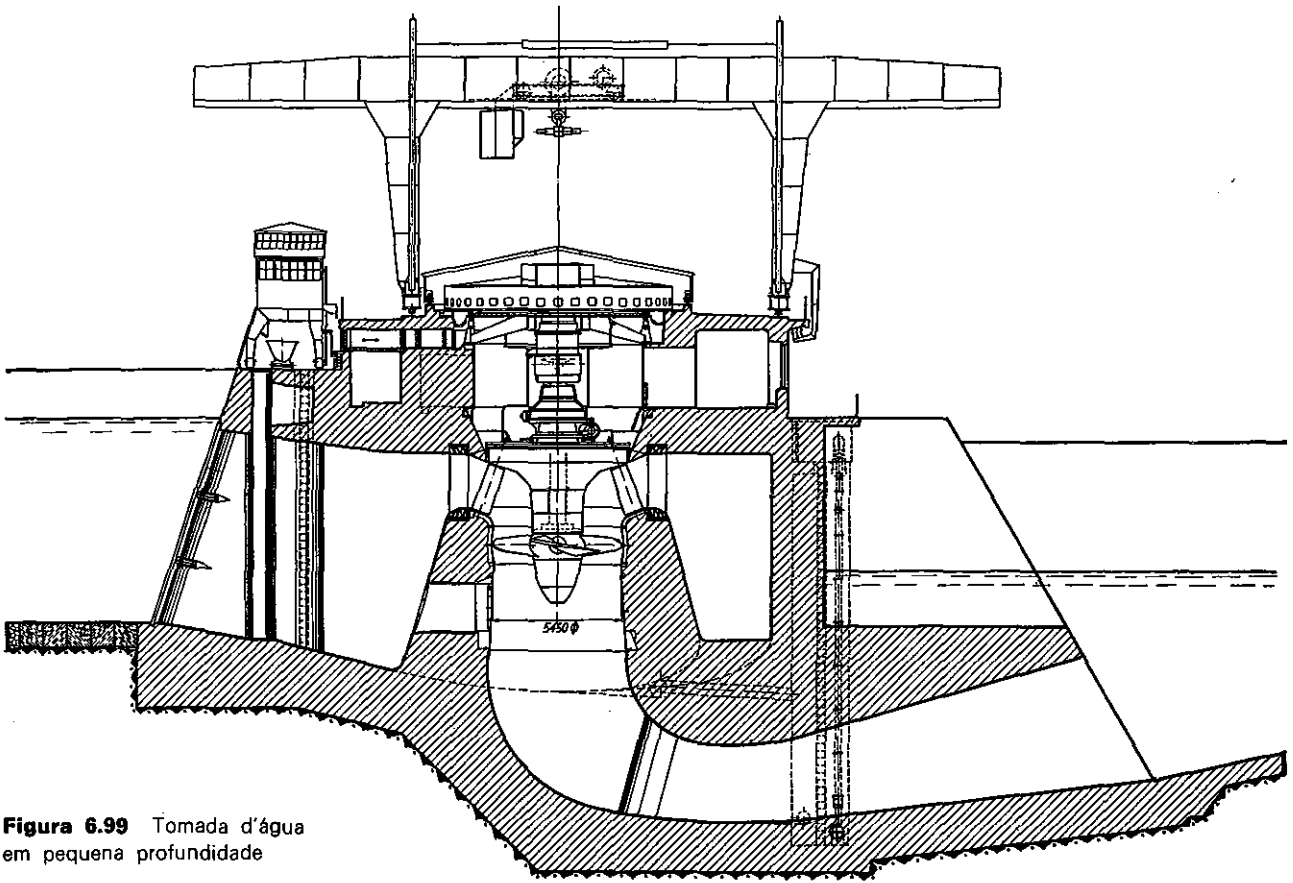


Figura 6.99 Tomada d'água em pequena profundidade

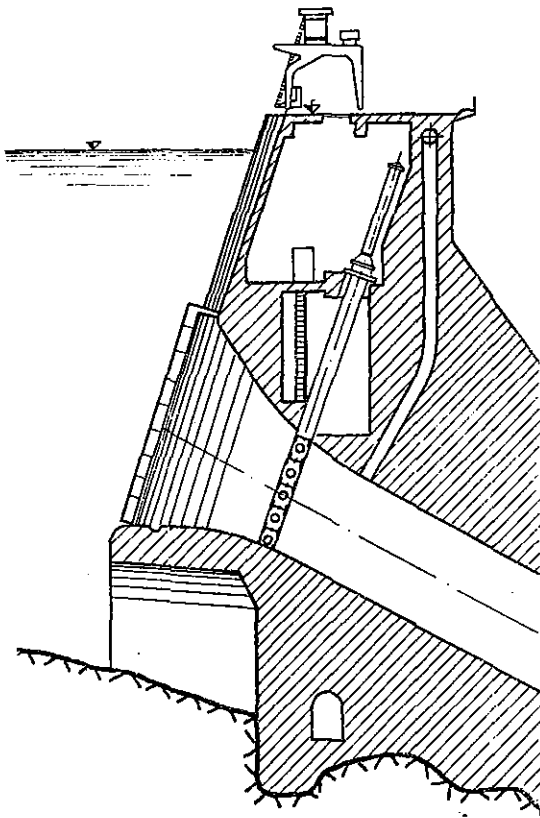


Figura 6.100 Tomada d'água em profundidade média. Comporta em posição inclinada

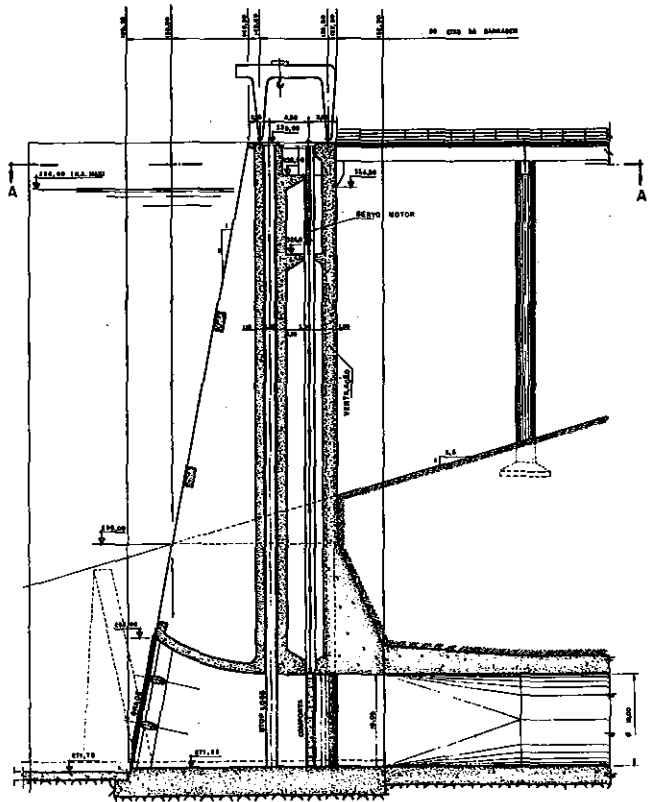
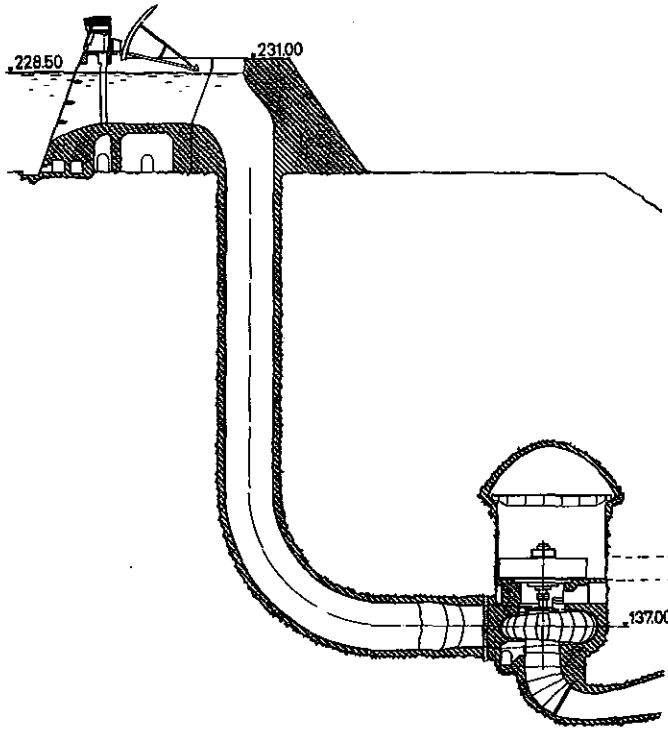


Figura 6.101 Tomada d'água localizada no fundo do rio, tendo servido inicialmente para o desvio, durante a construção



**Figura 6.102** Tomada d'água na superfície do reservatório, para uma usina subterrânea, com comportas do tipo de segmento

curvada que reduza suavemente a área molhada na altura das grades para a seção das comportas, como mostram as Figs. 6.99 a 6.101.

As grades, que devem ser limpas regularmente (eventualmente por uma máquina limpadora), têm inclinação com a horizontal de até 75°. As barras devem ser fixadas mediante distanciadores, formando painéis cujo comprimento depende da distância entre as vigas de apoio horizontais e cuja largura determina-se por seu peso, que deve permitir uma fácil montagem. Nos apoios, os painéis serão eventualmente fixados por parafusos. A Fig. 6.109 mostra esquematicamente uma grade construída dessa forma.

Se as grades não são limpas por máquinas, as barras podem ter posição vertical, se esta for a mais econômica. As grades que são içadas para a limpeza devem ter, em sua extremidade inferior, uma extensão horizontal para montante, formando assim uma espécie de cesta, impedindo que os corpos presos nas barras caiam em frente das comportas durante o içamento.

A distância livre entre as barras depende do tipo e das dimensões físicas das turbinas e, conseqüentemente, das passagens livres entre as pás do rotor. As indicações seguintes servem para um dimensionamento preliminar:

Tipo da turbina	Vão livre entre as barras
Pelton	1/5 do diâmetro do bocal e da agulha
Kaplan de dimensões médias e Francis	5 a 8 cm
Kaplan de grandes dimensões	8 a 15 cm

Nas tomadas d'água para turbinas Kaplan muito grandes, a distância entre as barras pode atingir 25 cm. A medida definitiva deve ser fixada pelo fornecedor da turbina.

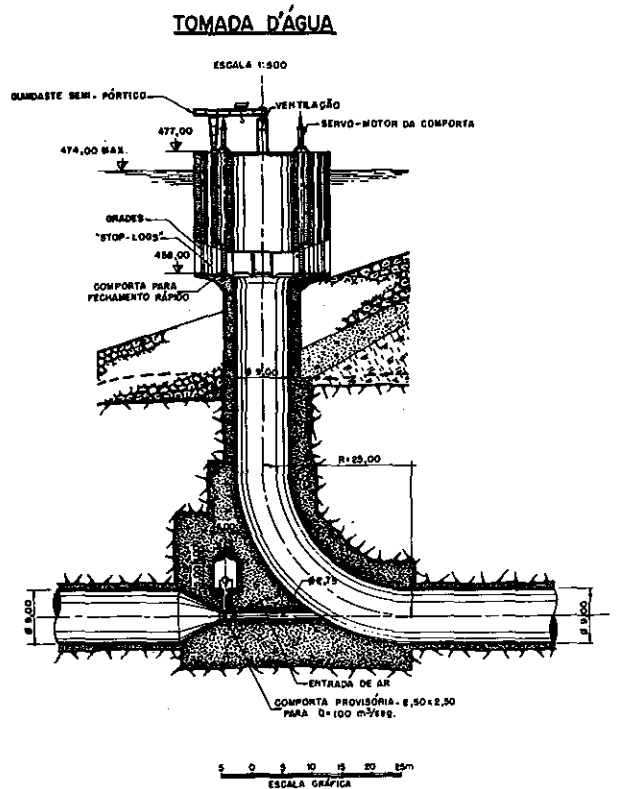
Sobre a velocidade da água passando pelas grades existe grande divergência entre as indicações dos diversos autores. Muitos acham que as velocidades não podem ultrapassar 1,0 a 1,2 m/s, enquanto Davis, no *Handbook of Applied Hydraulics*, recomenda as seguintes velocidades:

a) para grades situadas em pequena profundidade abaixo do nível d'água, limpas manualmente, 0,8 m/s, limpas por máquina limpadora, 1,5 m/s;

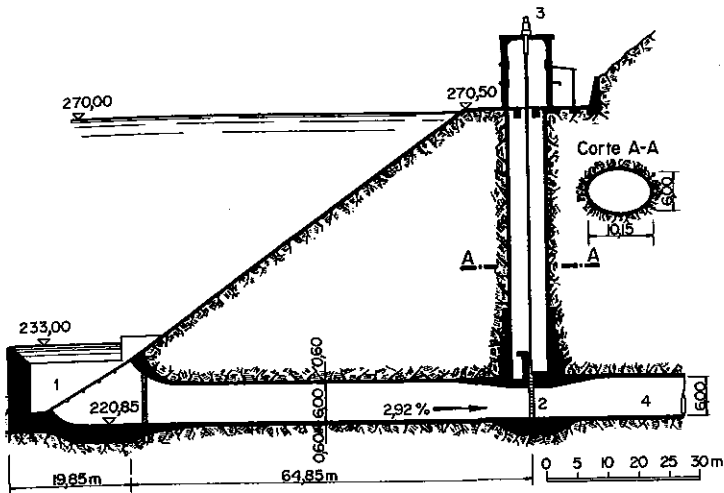
b) em grades situadas em grande profundidade, a velocidade pode ser muito maior e existem tomadas d'água desse tipo em que a velocidade alcança de 3,0 a 3,6 m/s e que funcionam corretamente.

Estas indicações baseiam-se em raciocínio lógico. Uma velocidade grande dificulta a limpeza das grades, prensando os detritos no espaço entre as barras e impedindo o movimento regular do carrinho de limpeza. Nas tomadas d'água, em grande profundidade, em que as grades não precisam de limpeza ou são içadas depois de ser fechada a comporta, essas restrições não existem e a velocidade pode ser maior.

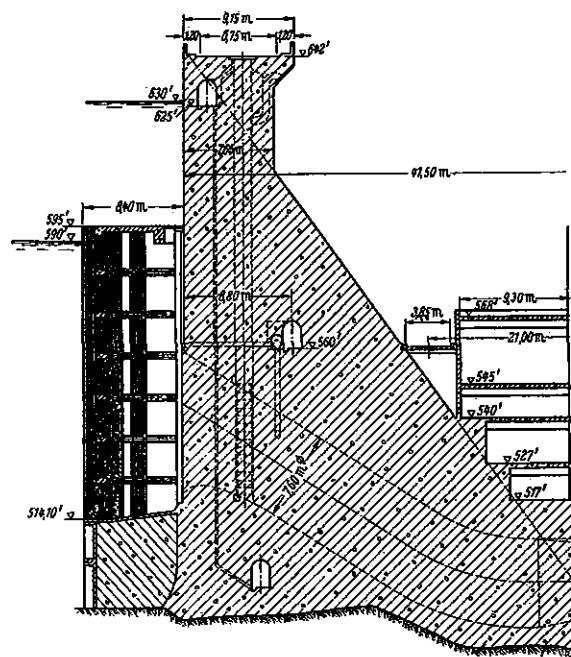
As perdas de carga nas grades estão relacionadas com a velocidade d'água, porém são pequenas e geralmente são desprezíveis em comparação com as demais perdas, como será explicado no item 6.5.3.



**Figura 6.103** Tomada d'água em forma de prisma de doze faces, com seis comportas, grades e ranhuras para os stop-logs. O túnel original serviu para o desvio do rio, durante a construção



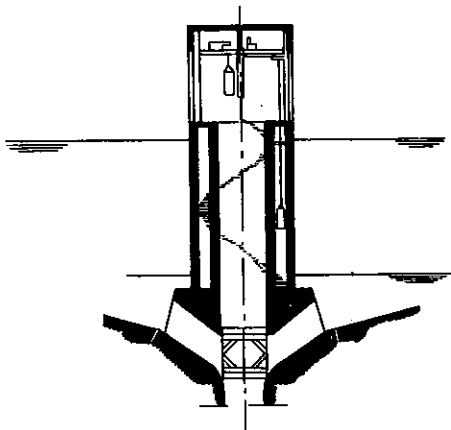
**Figura 6.104** Tomada d'água com a comporta instalada em poço escavado na rocha. Grades em posição inclinada, com muro frontal para impedir a entrada de material de sedimentação



**Figura 6.106** Tomada d'água semicircular, com grades fixas

### 6.5.2.2 Comportas

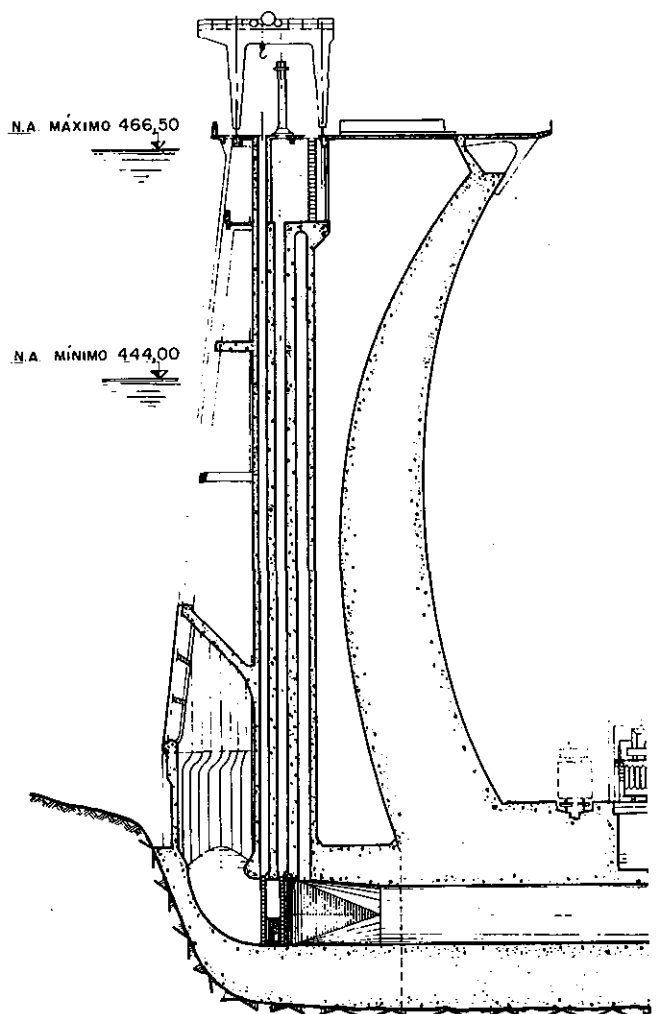
As comportas servem de fechamento da entrada da água aos órgãos adutores e às turbinas, em caso de revisão ou eventuais consertos. Em casos de emergência (como por exemplo, rompimento da tubulação adutora ou defeito no regulador da turbina que impeça o fechamento das aletas do distribuidor), na falta de uma válvula a montante da turbina, a comporta deve fechar-se rápida e automaticamente.



**Figura 6.105** Tomada d'água com comporta cilíndrica

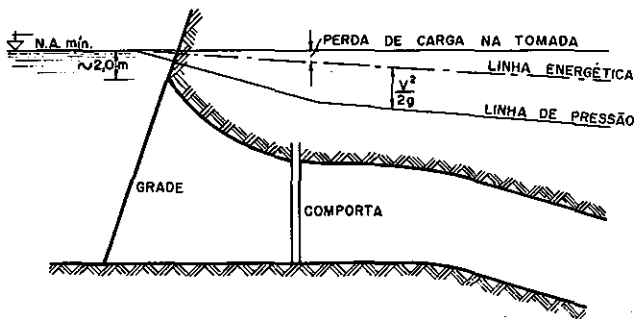
As comportas mais usadas nas tomadas d'água são as planas, do tipo vagão ou do tipo lagarta, que são munidas de rodas ou de rolos para diminuir os esforços de fricção na movimentação dos respectivos tabuleiros em seus nichos. Hoje em dia é usada quase que exclusivamente a construção em aço soldado, consistindo em vigas horizontais principais, em forma de I, suportando o paramento apoiadas, em suas extremidades, em chassis que transmitem as cargas às rodas ou aos rolos.

As rodas ou rolos correm nos nichos sobre trilhos embutidos no concreto da tomada d'água, parte do



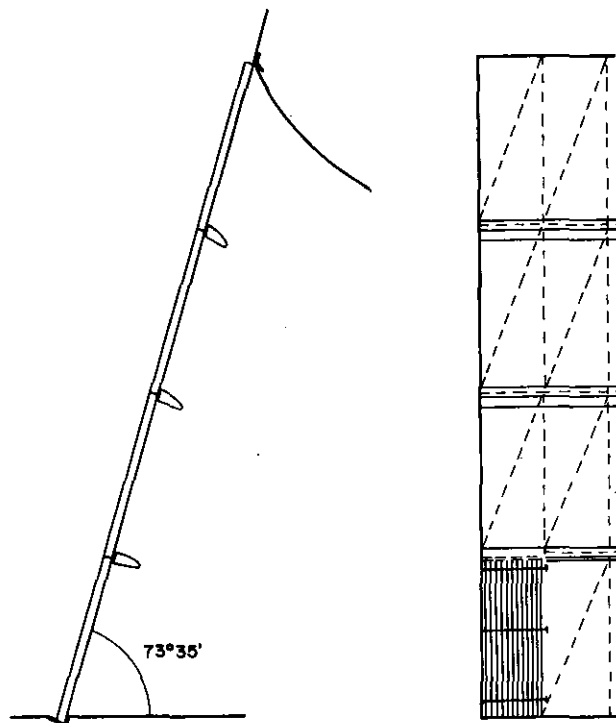
**Figura 6.107** Tomada d'água em uma barragem de abóbada

chamado conjunto de peças fixas. Os esforços transmitidos pelos trilhos ao concreto das tomadas d'água, em posição profunda, podem ter valores muito altos. Uma comporta de 12 m de altura e 8 m de vão sob pressão d'água de 60 m, por exemplo, exerce um esforço de 5 760 t no concreto, ou seja, 240 t por metro de trilho, em cada lado. Tais solicitações exigem construções muito pesadas para as peças fixas que transmitem os esforços para o concreto, uma vez que este deverá receber esses esforços sob tensões relativamente baixas, da ordem de 40 a 70 kg/cm<sup>2</sup>.



**Figura 6.108** Margem de segurança para o projeto de uma tomada d'água, em relação à linha de pressão

O coeficiente de atrito nos mancais das rodas importa em cerca de 2,5 a 3% da pressão, no exemplo,  $0,03 \times 5\,760 = 272,8$  t. Somando o peso da comporta e o atrito nas vedações chega-se a uma capacidade do guincho, para o levantamento de tal comporta, de cerca de 400 t. Nesses casos, por isso, vale a pena verificar se uma bipartição da comporta por um pilar intermediário oferece uma solução mais econômica.



**Figura 6.109** Posição esquemática de uma grade, com suas vigas de apoio e distanciadores

A vedação da comporta contra as peças fixas executa-se normalmente nos lados e na extremidade superior por meio de perfis de borracha, de preferência sintética, em forma de nota musical, e na soleira por perfil retangular. As Figs. 6.110 e 6.111 mostram uma comporta plana com 13 m de pressão d'água máxima e seus detalhes.

Comportas do tipo segmento raramente são usadas nas tomadas, apesar das grandes vantagens que elas oferecem, como já foi explicado no item 6.3.5 peso próprio e o atrito nos mancais menores e conseqüentemente capacidade do guincho de levantamento muito menor. A Fig. 6.102 serve de exemplo. Por outro lado, nas entradas de túneis ou tubulações, a grande cavidade em que entra a comporta, quando levantada, ocasiona turbilhões e conseqüentemente perdas de carga maiores que as relativas aos nichos para uma comporta tipo vagão. Na Fig. 6.112 é mostrada uma tomada para um túnel com comporta de segmento.

Na entrada para tubulações forçadas ou túneis podem ser instaladas válvulas borboleta em vez de comportas. Foram executadas válvulas de até 8 m de diâmetro e pressões de até cerca de 80 m de coluna d'água, sem oferecerem problemas.

As comportas são movimentadas ou por meio de guinchos mecânicos ou por servomotores acionados por óleo sob pressão. Esse último tipo é usado cada vez mais por causa de suas vantagens técnicas e econômicas. Além da bomba de óleo que gera a pressão necessária, não existem partes rotativas sujeitas a desgaste. A estação hidráulica contém o tanque de óleo, a bomba e os registros e pode ser localizada independente das comportas, porque a ligação é constituída apenas por tubulações de pequeno diâmetro. Quase nunca as comportas de uma tomada d'água serão movimentadas simultaneamente. Por isso, a estação hidráulica deve ser dimensionada apenas para movimentar uma ou no máximo duas comportas ao mesmo tempo. As Figs. 6.112 a 6.115 mostram alguns exemplos.

Na Fig. 6.113, os cilindros têm a posição mais simples. Estão colocados em pé, em vigas transversais acima da abertura, para a montagem e eventuais reparos da comporta. Para se evitar o aspecto esteticamente indesejável de uma fila de cilindros, estes podem ser montados pendurados, como mostra a Fig. 6.114, ponto (4). Se, como no caso da Fig. 6.114, a altura disponível é menor que cerca de três vezes a altura da comporta, as vigas principais da comporta apresentam aberturas nas quais penetra o cilindro quando a comporta é levantada.

Na Fig. 6.115 estão delineadas duas variantes para uma mesma tomada d'água. Na primeira variante os cilindros estão situados imediatamente abaixo da plataforma da tomada e, assim, facilmente acessíveis. Como, porém, o nível d'água ultrapassa a cota da base dos cilindros, a abertura para a montagem da comporta deve ser fechada por uma tampa estanque, na qual se apóia o cilindro. Como a haste entre o cilindro e a comporta é muito comprida, deve ser dividida em trechos de comprimento adequado, ligados entre si por acoplamentos, para possibilitar a eventual retirada da comporta.

Porém, nas comportas de grande profundidade, os esforços de atrito são muito grandes, como foi explicado nas alíneas anteriores, de modo que às vezes o peso

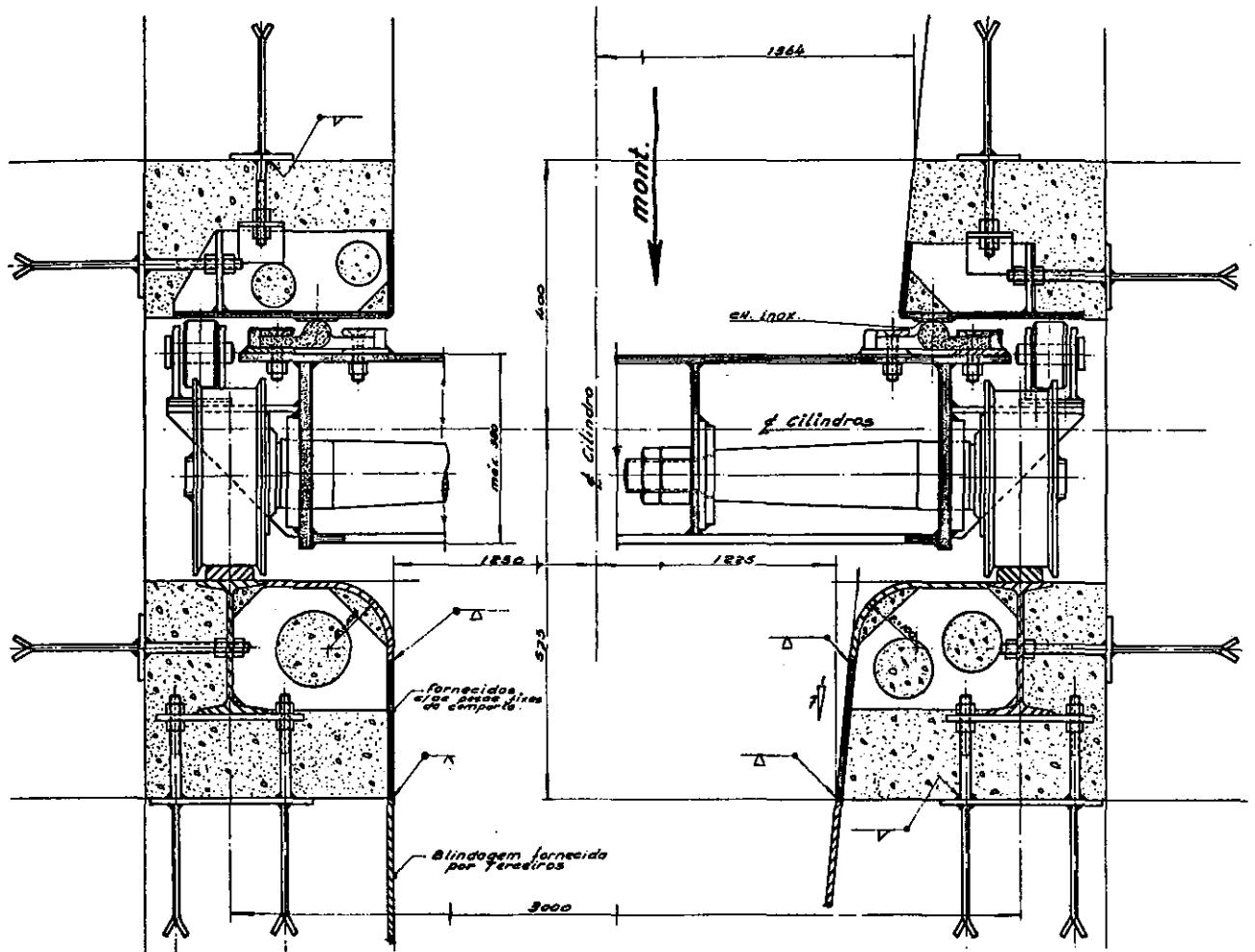


Figura 6.110 Detalhe das vedações fixa e móvel de uma comporta plana

próprio da comporta não é suficiente para fechá-la, superando o atrito. Nesse caso, o servomotor deve exercer um empuxo para baixo através da haste, que estará sujeita a flambagem. Esse inconveniente pode ser evitado colocando-se o servomotor mais baixo, como mostra a Fig. 6.115(b). O acesso não tem tanta importância, porque os servomotores e a estação hidráulica precisa de pouca manutenção.

Cabe aqui mencionar que nas usinas com queda baixa, de até cerca de 12 m, as turbinas Kaplan estão equipadas com bombas e tanques de óleo sob alta pressão, completamente independentes do regulador que, em caso de emergência, fecham as pás do rotor. Nesses casos, pode-se prescindir das comportas de fechamento rápido e bastam os *stop-logs*.

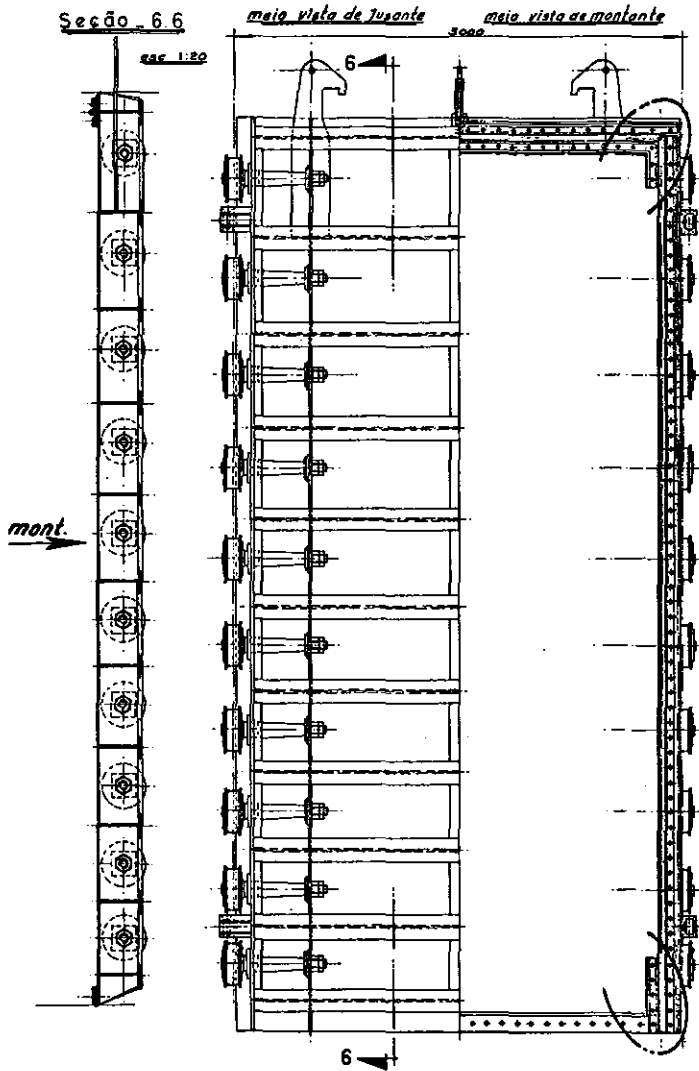
### 6.5.2.3 Comportas de emergência (*stop-logs*)

Em princípio, tudo que foi explicado no item 6.3.6 sobre os *stop-logs* do vertedouro continua válido para a tomada d'água. Geralmente as ranhuras para os *stop-logs* são situadas a poucos metros a montante das comportas principais, como mostram as Figs. 6.99, 6.101 e 6.107.

Porém, dessa maneira, as grades estão acessíveis somente depois do rebaixamento do nível d'água na represa até a sua soleira, estando a usina fora de serviço. Para usinas com grandes reservatórios destinados à regularização do deflúvio do rio, isso significa uma perda maior que o volume útil da água represada. Manutenção e consertos das grades, desse modo, ficam impraticáveis. Por isso, foram projetados *stop-logs* situados a montante das grades. Com a finalidade de deixar-se um espaço entre as grades e os *stop-logs*, estes têm, em planta, forma de um pórtico que se apóia em reintrâncias dos muros laterais e nos pilares intermediários, deixando, assim, o plano de superfície das grades contínuo e sem saliências, que criariam obstáculo ao trabalho da máquina limpadora. O elemento de *stop-log* superior apresenta um prolongamento perpendicular à grade que fecha o espaço entre a grade e os *stop-logs*. Nas Figs. 6.100 e 6.112 está esquematicamente traçado esse tipo de *stop-logs* (Fig. 6.116).

A Fig. 6.116 apresenta uma solução interessante; normalmente os *stop-logs* são inseridos na ranhura vertical situada a jusante das grades. Para manutenção ou reparos das grades, são aparafusados aos *stop-logs* peças em forma de pernas ou sapatas, formando-se assim o pórtico que possibilita o trabalho no lado de montante das grades. No caso da figura, os *stop-logs* fecham a tomada d'água até acima do nível d'água de





**Figura 6.111** Comporta plana de rolos, com 13 m de pressão d'água

montante, de modo que o prolongamento no *stop-log* superior, descrito na alínea anterior, não é necessário.

Os *stop-logs* são movimentados por um guindaste pórtico, como foi descrito no item 6.3.6. Na tomada d'água, o pórtico muitas vezes é combinado com a máquina limpadora das grades.

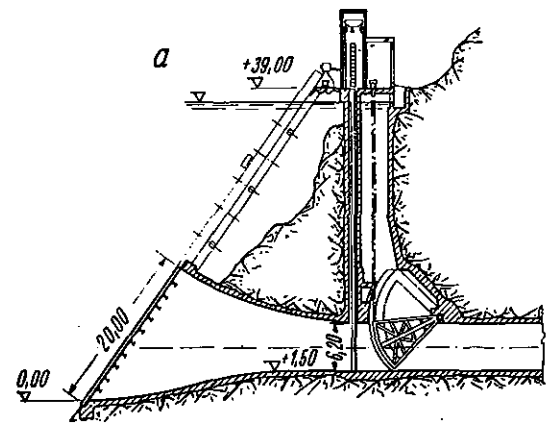
### 6.5.3 PERDAS DE CARGA NAS TOMADAS D'ÁGUA

São as seguintes, as perdas provocadas pela tomada d'água:

- a) perda de carga devida à aceleração da água,
- b) perda de carga nas grades,
- c) perda de carga nos nichos dos *stop-logs* e comportas.

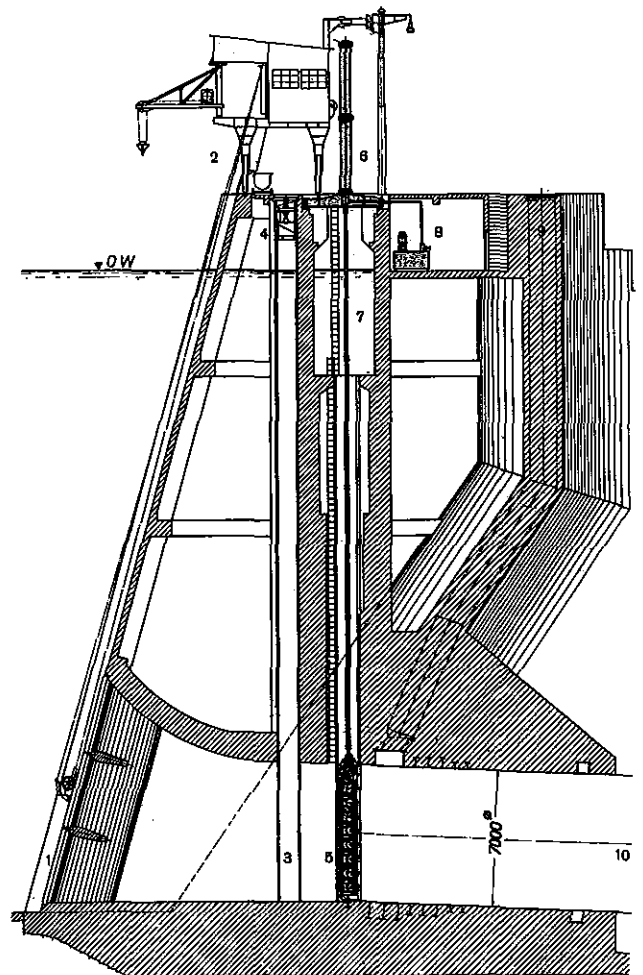
A perda por aceleração depende da forma da tomada e é expressa pela fórmula

$$h = \xi \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g},$$



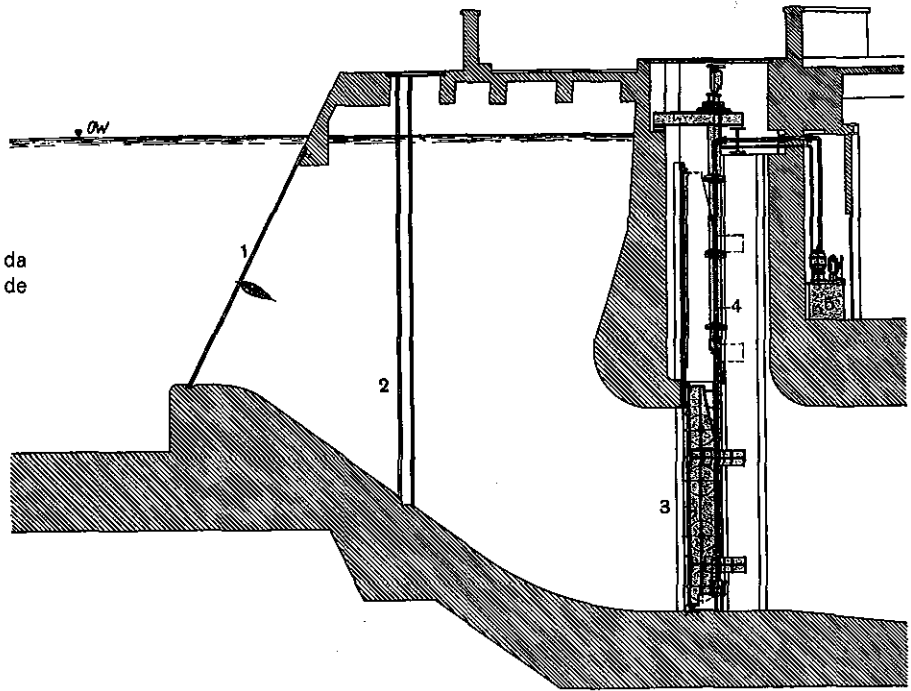
**Figura 6.112** Comporta de segmento para fechamento de uma tomada d'água em um túnel

onde  $v_2$  é a velocidade d'água na saída da tomada d'água,  $v_1$  a velocidade antes da tomada e  $\xi$  um fator de forma que varia entre 0,01, para forma hidrodinâmica bem afunilada e arredondada, e 0,1, para transição brusca. Nas tomadas bem projetadas, essa perda não assume valores grandes. Se, por exemplo, a água entra na tomada diretamente de um reservatório grande, a velocidade  $v_1$  pode ser considerada zero.



**Figura 6.113** Colocação do cilindro de comando da comporta, por cima da abertura de montagem

**Figura 6.114** Cilindro de comando da comporta colocado ao alto e a jusante de sua abertura



Avaliando-se, em 5 m/s, a velocidade na saída da tomada ligada a uma tubulação a perda de carga importa em

$$h = 0,01 \frac{5^2}{2g} = 0,0127 \text{ m.}$$

Para o cálculo da perda de carga nas grades existem várias fórmulas. A mais usada é a de Kirschmer:

$$h = \beta \operatorname{sen} \alpha \left( \frac{e}{d} \right)^{4/3} \frac{v^2}{2g},$$

onde

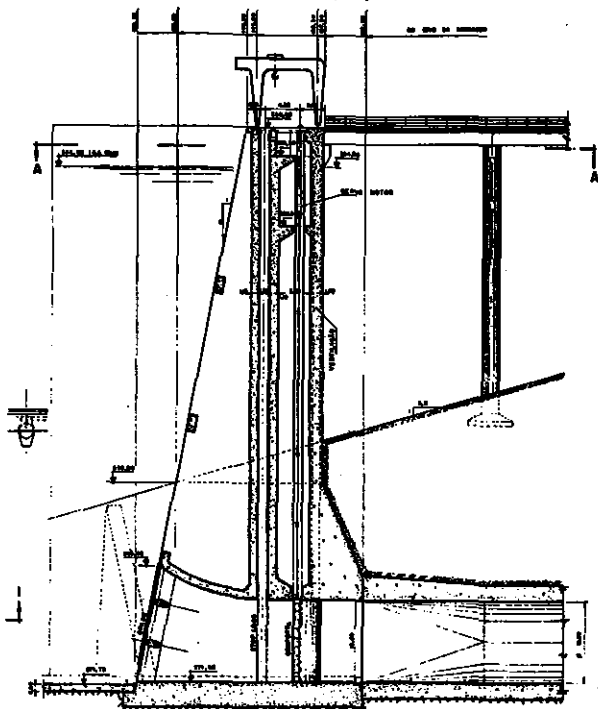
$\alpha$  = inclinação das grades em relação à horizontal,

$e$  = espessura das barras,

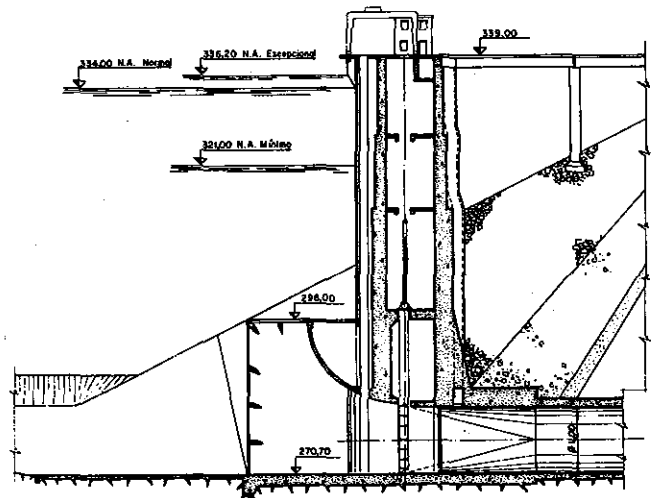
$d$  = distância entre as barras,

$\beta$  = fator que depende da forma das barras

(para as barras retangulares,  $\beta = 2,42$ ; para barra com cantos de montante arredondados,  $\beta = 1,83$ ; para barras com os quatro cantos arredondados,  $\beta = 1,16$ ), e  $v$  = velocidade da água calculada para projeção da abertura sobre um plano vertical, sem se descontarem as barras da grade.

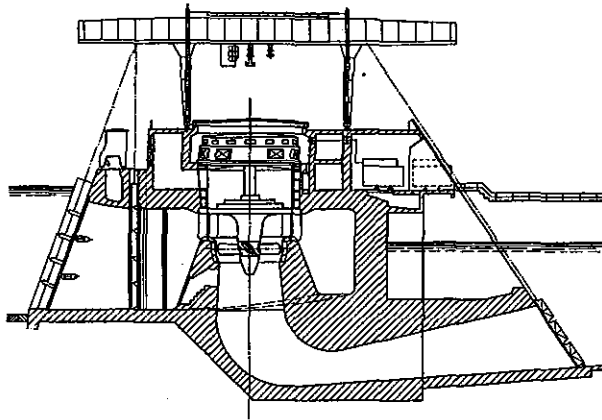


(a)



(b)

**Figura 6.115** Duas soluções apresentadas para uma mesma tomada d'água: a primeira, com os cilindros de comando das comportas imediatamente sob a plataforma e a segunda, com o servomotor de comando colocado bem abaixo



**Figura 6.116** Stop-logs colocados à montante, sem comportas e movidos pelo guindaste pórtico

Para formas mais hidrodinâmicas, o fator baixa até 0,76, porém a usinagem das barras desse tipo é muito dispendiosa e não justifica a diminuição da perda de carga, que tem geralmente uma ordem de grandeza de poucos centímetros. Em grades, com velocidade d'água na entrada de 3 m/s, inclinação das grades de 60°, espessura das barras de 1 cm e vão livre entre elas de 10 cm, construídas em barras de aço chato não-usinadas, a perda de carga, por exemplo, importa em cerca de 4 cm.

A fórmula citada vale apenas nos casos em que a direção da corrente é perpendicular à projeção vertical da grade; no caso contrário, as perdas são muito maiores. Também a fórmula não leva em conta as perdas causadas pelas vigas horizontais de apoio para as grades. De medições exatas feitas em diversas tomadas d'água, na Itália, resultaram perdas de até 7,5 vezes maiores que as calculadas, provavelmente devido a forma inadequada dos apoios. Por essa razão, essas vigas devem ter forma hidrodinâmica e direção correspondente ao fluxo d'água, como mostra a Fig. 6.108.

Na literatura especializada, encontram-se poucas informações sobre as perdas de carga nos nichos das comportas ou dos stop-logs. Não conhecemos publicações sobre medições dessas perdas. Geralmente, calcula-se a perda por nicho com a fórmula

$$h_r = 0,02 \frac{v^2}{2g}$$

## 6.6 ÓRGÃOS ADUTORES

### 6.6.1 GENERALIDADES

Chamamos órgãos adutores, ou adutoras, todas as construções que ligam a tomada d'água às turbinas. Essa ligação pode ser efetuada por:

- canais ou túneis com lâmina d'água livre,
- tubulações,
- túneis sob pressão,
- poços forçados, verticais ou inclinados.

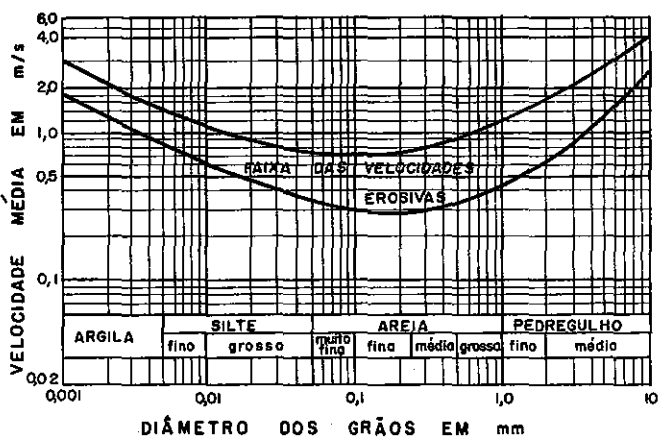
A escolha do tipo da adutora depende do tipo da usina e das condições topográficas. Nas usinas de represamento (veja o Cap. 3, Seç. 3.2), a ligação entre a tomada d'água e a turbina é muito curta, de modo que, às vezes, praticamente desaparece. Os canais ou túneis com lâmina d'água livre, os túneis sob pressão e às vezes as tubulações são aplicados nas usinas de desvio e de derivação e conduzem a água quase horizontalmente até o ponto onde se aproveita o desnível concentrado e daí, por uma tubulação forçada ou um poço forçado, vertical ou inclinado, à turbina.

Entre a adutora horizontal e a tubulação ou o poço forçado, deve ser intercalado um órgão que compense a mudança da descarga turbinada, nos casos de mudança da carga das turbinas, até que a massa d'água na adutora se adapte às novas condições de operação. Nos casos em que a adutora é um canal ou túnel com lâmina d'água livre, projeta-se uma pequena bacia em frente da entrada para às tubulações. Entre as tubulações ou túneis adutores e as tubulações ou poços sob pressão, deve ser previsto uma chaminé de equilíbrio, cujo projeto e dimensionamento serão tratados em uma das seções a seguir.

### 6.6.2 CANAIS OU TÚNEIS COM LÂMINA D'ÁGUA LIVRE

Como foi mencionado na Seç. 3.2, as aduções em canal ou túnel sem pressão são raras e apenas utilizadas em usinas a fio d'água que não apresentam grande variação do nível d'água na represa. Por essa razão, este item será apenas uma descrição sucinta do assunto.

Os canais e os túneis são hidráulicamente equivalentes e, por isso, podem ser tratados simultaneamente. Além da configuração diferente da parte acima do nível d'água, a diferença entre os dois tipos consiste apenas na inclinação dos taludes do perfil transversal e no revestimento eventual das paredes. O fundo do canal ou do túnel deve ter declividade longitudinal igual à do nível d'água correspondente à vazão máxima a ser escoada e à velocidade d'água escolhida.



**Figura 6.117** Faixa das velocidades d'água que podem provocar erosões

Uma velocidade grande exige, por um lado, área pequena da seção molhada, mas, por outro lado, uma

declividade acentuada, o que resulta em maior perda de queda. Além disso, a velocidade é limitada pelas qualidades do fundo e das paredes que podem sofrer erosões pela correnteza. A Fig. 6.117 mostra a faixa das velocidades d'água que podem provocar erosões no fundo e nos taludes do canal, levando as partículas do solo e depositando-as em outros lugares onde a velocidade é menor. Aconselha-se fixar a velocidade usando a curva inferior. Pode-se concluir, do exame da Fig. 6.117, que, para se conseguir velocidade maior, o fundo e os taludes consistentes de silte ou areia devem ser revestidos por uma camada de pedregulho grosso, brita e de outros materiais mais resistentes.

A velocidade d'água é definida pela fórmula de Manning-Strickler, a mais usada:

$$v = k \cdot I^{1/2} R^{2/3},$$

onde

$I$  = declividade do canal,

$R$  = raio hidráulico,

$k$  = coeficiente da velocidade que depende da rugosidade do perímetro molhado.

MATERIAL		K
CANAIS DE FORMA REGULAR EM TERRA EM CASCALHO GROSSO		40 37
REVESTIMENTO DE CONCRETO		50...60
REVESTIMENTO DE ASFALTO		70...75
ROCHA GUNITADA		40...45
ROCHA BRUTA : o coeficiente depende da estratificação da rocha e da rugosidade das superfícies em contato com a água		
SUPERFÍCIE	ESTRATIFICAÇÃO	
lisa		39
		44
áspera		32
		35
muito áspera		25
		28

Figura 6.118 Valores do coeficiente da velocidade que depende da rugosidade do perímetro molhado

Alguns valores de  $k$  estão contidos na tabela da Fig. 6.118. Note-se que em geral os valores indicados em várias publicações diferem entre si, às vezes, essencialmente, porque medições exatas nas obras executadas são de difícil realização. Os dados concernentes à rugosidade da rocha bruta (Fig. 6.118) foram tirados de uma publicação de Erling Reinius, na revista *Water Power*, do ano 1970.

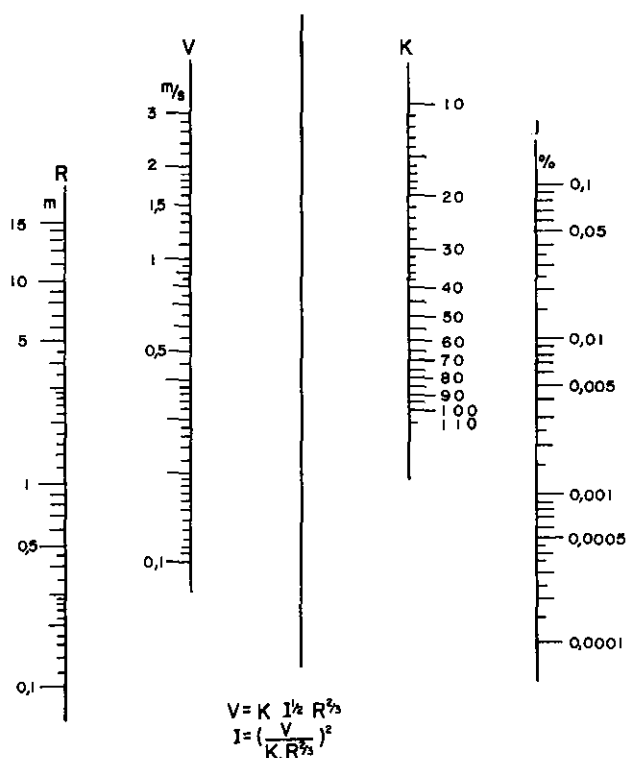


Figura 6.119 Nomograma para o cálculo da declividade do canal

Para calcular a declividade do canal para uma velocidade pré-determinada, a fórmula transforma-se em

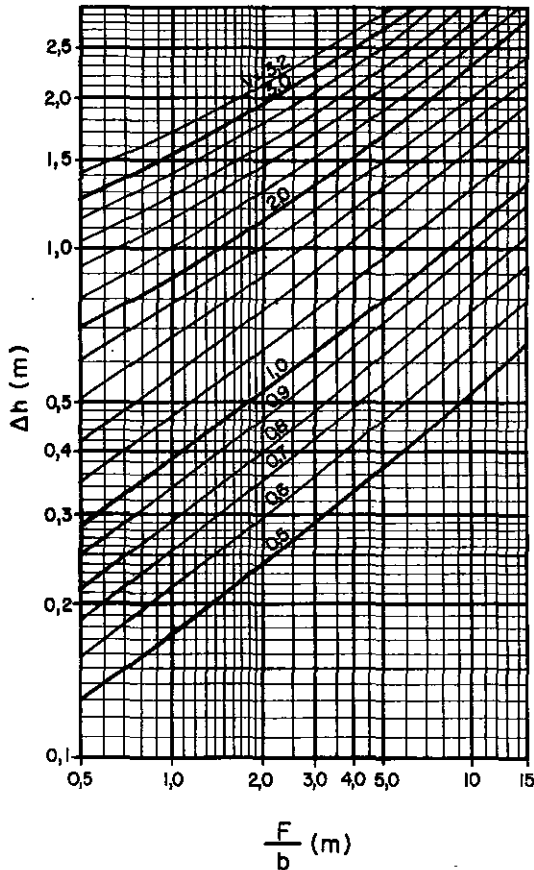
$$I = \left( \frac{v}{k \cdot R^{2/3}} \right)^2.$$

Para o cálculo pode ser usado o nomograma da Fig. 6.119, que corresponde ao da Fig. 6.120, porém com limites para os valores apropriados à presente tarefa. A exatidão dos resultados obtidos pelo nomograma é suficiente, considerando-se a incerteza na escolha do valor do coeficiente de velocidade  $k$ , efetuada com certa arbitrariedade.

Em canais ou túneis de superfície livre, quando as turbinas se fecham, a água continua entrando no canal ou túnel e tende a nivelar sua superfície, em toda a extensão do canal, se não forem fechadas as comportas na entrada do canal, impedindo o afluxo. Para evitar o transbordamento, há duas soluções: ou a crista dos taludes ou das paredes do canal deve ser horizontal, em toda sua extensão, na altura do nível máximo na entrada, ou, perto da extremidade de jusante do canal, deve ser construído um vertedouro, que automaticamente escoar toda a água afluente. Essa última solução significa constante perda de água durante a parada da usina. A solução com superfície horizontal do canal tem a vantagem que, durante a parada, acumula-se água, que pode ser aproveitada quando as máquinas voltam a trabalhar, até que a massa d'água no canal seja acelerada para a velocidade necessária.

Outro problema importante influi na fixação da altura dos taludes do canal. Suponhamos que as turbinas da usina trabalham com plena carga e são bruscamente fechadas, por completo. Então a água que tem

ainda a velocidade correspondente à descarga das turbinas, antes do fechamento, levanta seu nível imediatamente, em frente da tomada d'água, em forma de uma onda que corre para montante com certa velocidade. Na entrada do canal, essa onda é refletida e corre para jusante, reduzindo outra vez o nível d'água aproximadamente à altura inicial. Em canais curtos cuja declividade é praticamente igual a zero, completamente lisos, de modo que se pode desprezar a influência da rugosidade no perímetro do canal, essa oscilação teoricamente continua sem parar. Na realidade o movimento é amortecido, as ondas perdem altura sucessivamente até o nível d'água, no canal, chegar à horizontal.



$$\Delta h = \frac{v^2}{2g} + \sqrt{\left(\frac{v^2}{2g}\right)^2 + \frac{2v^2}{2g} \cdot \frac{F}{b}}$$

**Figura 6.120** Gráfico para determinação da altura da parede do canal, em função da altura da onda

Pelas razões mencionadas, não serão descritas todas as teorias e as fórmulas para o cálculo da velocidade de translação das ondas, etc. Basta citar aqui a fórmula de Feifel, que dá a altura da primeira onda que determina a altura das paredes do canal:

$$h = \frac{v^2}{2g} + \sqrt{\left(\frac{v^2}{2g}\right)^2 + \frac{2v^2}{2g} \cdot \frac{F}{b}}$$

onde

$h$  = altura da onda acima do NA, antes do fechamento das turbinas,

$v$  = velocidade d'água no canal, antes do fechamento das turbinas,

$F$  = área molhada do canal correspondente a essa velocidade d'água,

$b$  = largura média da faixa ocupada pela onda, que na primeira aproximação deverá ser avaliada.

O perfil transversal do canal pode ter forma trapezoidal, retangular ou mista. Canais escavados em terra tem geralmente a forma trapezoidal e a inclinação dos taludes depende da composição do solo. Aconselha-se adotar, para anteprojetos, as inclinações seguintes:

Material dos taludes	Inclinação
Areia sem revestimento	1:2
Pedregulho sem revestimento	1:1,5
Argila sem revestimento	1:3
Rocha	1:0,1
Muros de concreto	até 1:0

O canal pode ser escavado completamente no solo, ou apenas parcialmente, e nesse caso será flanqueado de diques laterais acima da superfície do terreno. Se o perfil está situado parcialmente na rocha e parcialmente na terra sobreposta, na parte na rocha pode ter forma retangular e na parte superior, forma trapezoidal.

A forma do perfil transversal depende de diversos fatores, topográficos, hidráulicos e econômicos. O perfil hidráulicamente mais apropriado é aquele com o maior raio hidráulico, por exemplo, um perfil retangular com largura do fundo igual a duas vezes a profundidade. Porém mais importante são as condições topográficas e econômicas. Em cortes profundos, um perfil com grande profundidade e pequena largura é mais econômico, porque diminui a escavação do material situado acima do perfil molhado, caso esse material deva ser depositado num bota-fora, sem poder ser aproveitado em outros lugares. Se for possível, o canal deve ser traçado de modo que passe por terreno mais baixo e que o volume escavado seja aproveitado no aterro dos diques laterais.

Um canal com revestimento liso pode ter área molhada menor que um canal com paredes rugosas. O revestimento será projetado, então, para diminuir a área do perfil ou para diminuir a permeabilidade do perímetro molhado. A fuga de água, além da perda de produção da usina, pode ter conseqüências nocivas, seja levantando o lençol freático natural, o que pode prejudicar eventuais plantações, seja saturando o solo da fundação, o que pode por em risco a estabilidade do canal, principalmente, se este é construído num terreno inclinado, onde a percolação pode causar escorregamentos do solo. Por isso, o projeto deve evitar terrenos suspeitos de escorregamento.

As barragens, no caso de aproveitamentos do tipo acima, têm, em geral, apenas a altura necessária para desviar o rio para o canal. A forma da entrada ao canal e o ângulo entre os eixos do rio e do canal devem ser estudados através de pesquisas em modelo reduzido, com a finalidade de se conseguir um projeto com pequena perda da carga e que evite o arrastamento de material sólido para dentro do canal.

A entrada geralmente é munida de uma grade, com grande distância entre as barras, e de uma cortina, geralmente de concreto, cujo canto inferior encontra-se

0,5 a 1,0 m abaixo do nível d'água. Essa disposição tem a finalidade de impedir a entrada de corpos flutuantes, tanto na superfície como no fundo d'água. A grade será construída sobre uma soleira com uma altura que dê para impedir a entrada de areia e pedregulho. A soleira tem pequenos canais fechados por comportas que desembocam a jusante da barragem. Por esses canais, a areia e o cascalho serão levados para o leito do rio. Em rios com grande transporte de material sólido, logo a jusante da entrada, constrói-se um desarenador para evitar que a areia transportada pela água gaste rapidamente as turbinas. Na extremidade de jusante do canal, projeta-se uma tomada d'água, como foi descrito na Sec. 6.5.

Hidraulicamente um túnel com lâmina livre não difere de um canal. Sua construção será tratada no item correspondente aos túneis sob pressão.

## 6.6.3 TUBULAÇÕES

### 6.6.3.1 Definições e generalidades

Nas usinas hidrelétricas, as tubulações que ligam a tomada d'água às turbinas, na casa de força, podem ser subdivididas em tubulações adutoras propriamente ditas e em tubulações forçadas. As primeiras conduzem a água desde a tomada d'água, num plano quase horizontal, até o ponto onde a queda está concentrada e se encontra a chaminé de equilíbrio (veja a Sec. 6.7). São sujeitas a uma pressão d'água interna, aproximadamente uniforme em toda sua extensão, correspondente à sua localização abaixo do nível d'água na represa. As segundas ligam a chaminé de equilíbrio ou a tomada d'água, na extremidade de um canal, 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 ariete (veja a Sec. 6.9.2.7.2).

As tubulações adutoras são usadas onde canais abertos não são aplicáveis, por exemplo:

- a) em usinas com oscilação grande do nível d'água no reservatório;
- b) devido às condições topográficas e geológicas, por exemplo, se o traçado acompanha as encostas íngremes de um vale, a construção da tubulação pode ser mais econômica que a de um canal que exige escavações muito volumosas; ou quando as perdas d'água inevitáveis, num canal, saturando o subsolo, podem facilitar o escorregamento das encostas, arriscando a estabilidade do canal.

Cálculos comparativos em todos os casos mostrarão qual será a solução mais econômica. O traçado das adutoras acompanha geralmente as linhas de nível do terreno, porém, para se diminuir o comprimento, pode-se transpassar um vale secundário por uma ponte ou por um sifão invertido. A ponte pode ser uma construção separada sobre a qual será apoiada a tubulação, ou então a rigidez do tubo pode ser aproveitada, de modo que o tubo mesmo, apoiado em pilares distanciados adequadamente, suporte o peso próprio e o da água. Com a finalidade de se aumentar o vão livre, é

dado ao tubo a forma de um arco, aproveitando-se do efeito de arco.

Usa-se o sifão quando a largura do vale a ser atravessado é tão grande, que a construção de uma ponte fica antieconômica. Porém a pressão interna nos tubos é bastante grande, exigindo maior espessura das chapas. Projetos e cálculos comparativos definem a solução mais econômica.

Às vezes o traçado seguindo as encostas do vale e as curvas de nível faz uma grande volta circundando um espigão. Então pode ser mais econômico perfurar, neste local, um túnel, em que será colocada a tubulação sobre blocos de apoio ou que terá apenas o diâmetro da tubulação, acrescido da espessura do concreto onde será embutido o tubo.

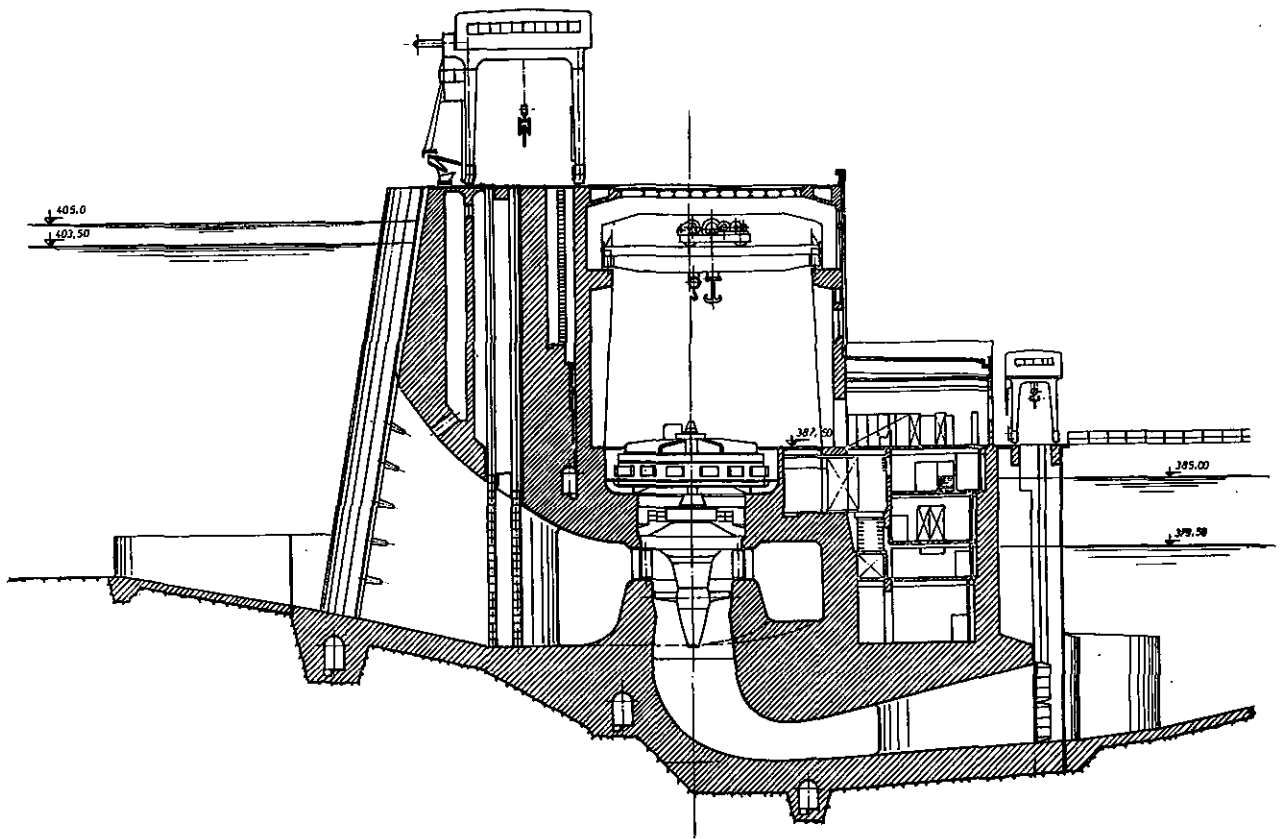
Para se evitar subpressão no tubo, a localização altimétrica deve ser fixada de modo que o vértice do tubo sempre fique abaixo da linha de pressão, com margem de segurança de cerca de 2,0 m. Se existir uma chaminé de equilíbrio (Sec. 6.7), o eixo da tubulação deverá ter uma posição altimétrica que não permita a entrada do ar, quando o nível d'água na chaminé atingir o ponto mais baixo.

O comprimento das tubulações forçadas depende da queda e pode variar algumas dezenas e até várias centenas de metros. As usinas com queda de até cerca de 25 m formam um caso especial. Enquanto as caixas espirais das turbinas Francis e Kaplan, com queda maior, são construídas de aço e têm seções transversais circulares, nas usinas situadas no pé de uma barragem de concreto, com menos de 20 a 25 m de queda, as espirais são geralmente de concreto armado e têm seções transversais retangulares, com pequenos arredondamentos nos quatro cantos. Nesses casos, a tomada d'água faz parte da barragem e forma um conjunto com a casa de força, de modo que a ligação das grades e comportas da tomada com as turbinas fica muito curta, formada por um conduto retangular de concreto armado. A Usina de Ibitinga no Rio Pardo (Fig. 6.121) serve de exemplo.

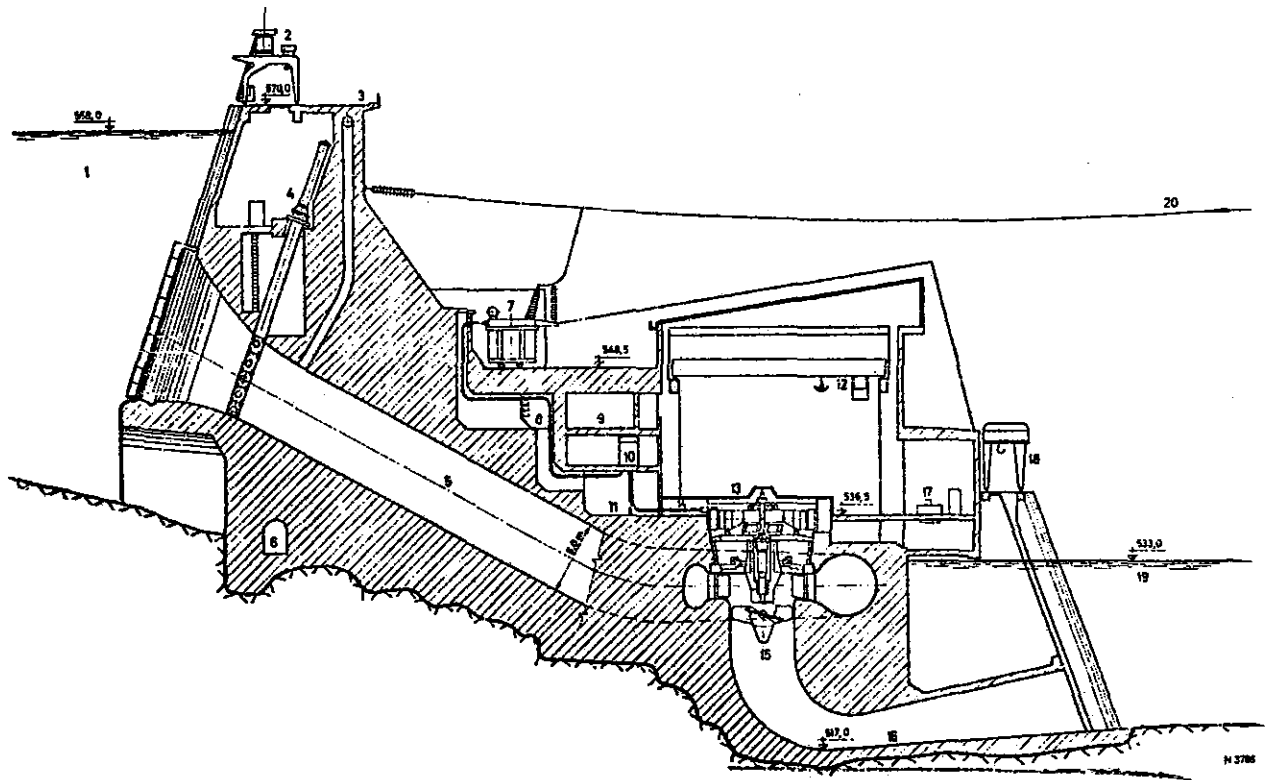
Sob quedas maiores que cerca de 25 m, os esforços exercidos sobre as paredes e sobre o teto da caixa espiral, devido à pressão interna d'água, exigem dimensões do concreto armado antieconômicas. Por isso, as caixas espirais são construídas de aço e, sendo grande a distância entre a tomada d'água e a espiral, são necessárias tubulações de aço para fazer essa ligação. Na maioria dos projetos correspondentes, a tubulação está embutida no concreto da barragem (Fig. 6.122). Alguns projetistas preferem colocar a tubulação exposta no talude de jusante da barragem. A Usina Mascarenhas de Morais (ex-Peixoto) foi executada dessa forma. A Fig. 6.123 mostra a Usina de Roxburgh (Nova Zelândia).

Para quedas maiores e para maior distância entre a tomada d'água e a casa de força, as tubulações são colocadas ou apoiadas num leito preparado no terreno. O traçado acompanha o perfil longitudinal do terreno e deve ser projetado de modo que cruze perpendicularmente as curvas de nível, tanto quanto possível.

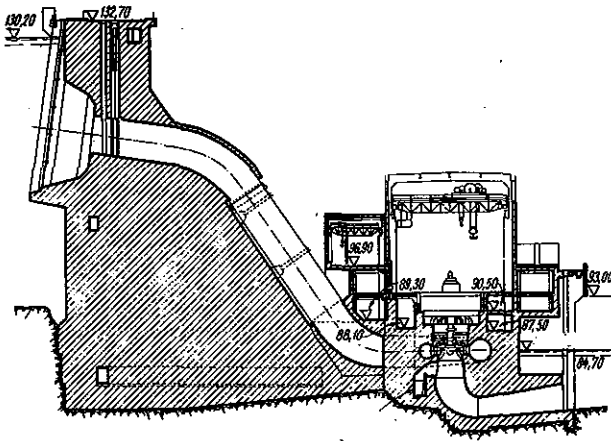
A Fig. 6.124 mostra uma tubulação relativamente curta, para a queda aproveitada de cerca de 60 m, e na Fig. 6.125 está desenhado o perfil de uma tubulação para uma queda de quase 800 m.



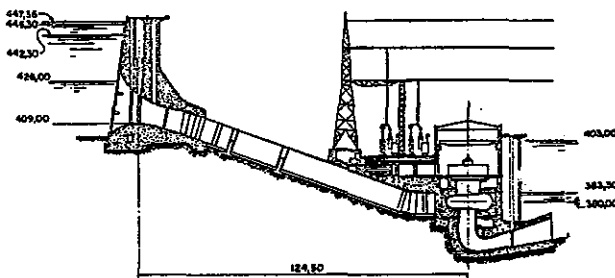
**Figura 6.121** Corte da Usina de Ibitinga, no Rio Pardo, vendo-se a tomada d'água em concreto, muito próxima das turbinas



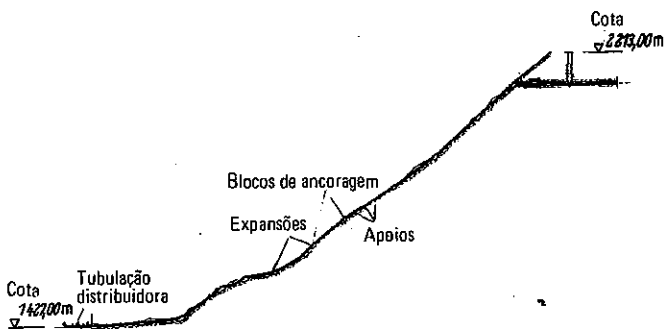
**Figura 6.122** Tubulação embutida no concreto da barragem



**Figura 6.123** Corte em usina, com tubulações expostas no talude de jusante da barragem



**Figura 6.124** Tubulação curta exposta, entre o corpo da barragem e a casa de força



**Figura 6.125** Tubulação com quase 800 m de queda

Outro tipo especial é representado pelas tubulações que passam por debaixo de uma barragem de terra. A Usina de Três Marias, no Rio São Francisco, serve de exemplo (Fig. 6.126). Os tubos são protegidos contra os esforços do peso do aterro da barragem por uma construção de concreto armado, ou então em forma de abóbadas que, teoricamente, não precisam de armação. Essas estruturas de concreto, em geral, para se evitarem concentrações de tensões no aterro da barragem, devem ter inclinações de 2:1 nas partes laterais. A água, com pressão hidrostática correspondente ao nível d'água na represa, pode penetrar na fenda que (por causa da retração do concreto e de outros efeitos) se abrirá entre o aço da tubulação e o concreto, e exercer esforços externos ao tubo que, por isso, deve ser reforçado, ou firmemente ancorado no concreto envolvente. Uma drenagem poderia resolver também esse problema, porém

é difícil de ser executada e, mais ainda, de se manter funcionando depois de alguns anos.

### 6.6.3.2 Tipos de tubulações

As tubulações podem ser de dois tipos:

- enterrado,
- a céu aberto (colocadas ao ar livre).

No primeiro tipo, é aberta uma vala com o fundo bem liso adaptado à forma do tubo, onde o mesmo é colocado. Em seguida se aterra com o material da escavação cuidadosamente compactado.

A vantagem desse tipo de instalação é a proteção contra a mudança da temperatura. A tubulação está completamente apoiada em todas as direções e, por isso, não precisa de ancoragens especiais onde aparecem esforços que poderiam deslocá-la. Por outro lado, a manutenção é difícil e o tubo deve ser pintado por fora com uma tinta betuminosa e envolvido por cordões de juta pichados, para protegê-lo contra a umidade e a eventual acidez do solo. Esse método de colocação é muito aplicado para os tubos de abastecimento d'água e usado apenas em tubulações, em usinas hidrelétricas, com tubos de pequeno diâmetro.

Em casos especiais, as tubulações são embutidas completamente em concreto. Anteriormente mencionamos as tubulações que passam por debaixo das barragens de terra ou de enrocamento. Também a tubulação de distribuição, que ramifica uma tubulação para mais de uma turbina, geralmente é embutida no concreto. As tubulações que servem apenas de blindagem em túneis serão mencionadas em outro item.

As tubulações podem ser contínuas ou subdivididas em trechos por meio de peças que permitam o movimento da extremidade de um trecho em relação ao outro, provocado principalmente pela mudança da temperatura da chapa. Essas peças são chamadas de juntas de expansão.

Em todos os cotovelos, onde a tubulação muda sua direção no sentido horizontal ou vertical, agem grandes esforços, principalmente nas tubulações contínuas, que devem ser transmitidos para um bloco de concreto e daí para o subsolo. Por isso, a tubulação deve ser projetada de modo que os blocos possam ser fundados em material que resista às solicitações correspondentes. Os blocos de ancoragem podem ficar distanciados até cerca de 200 m. Se a distância entre os cotovelos for maior, deverão ser intercalados mais blocos. Nos trechos entre os blocos de ancoragem, os tubos devem descansar sobre apoios distanciados entre si, de modo que o tubo possa resistir à flexão provocada pelo peso próprio e pelo peso da água.

Um problema importante consiste na determinação do número de tubos. Conduzindo a descarga máxima engolida pelas turbinas da usina, em vez de se prever uma só tubulação, subdividi-la em duas, três, quatro ou cinco, de diâmetro menor, mas com a mesma perda de carga, o peso total importará em 110%, 113%, 119% ou 123% do peso de uma única tubulação. Além disso, o custo das obras civis aumentará razoavelmente com o número de tubos. Um único tubo para a adução da água a várias turbinas tem a grande desvantagem de



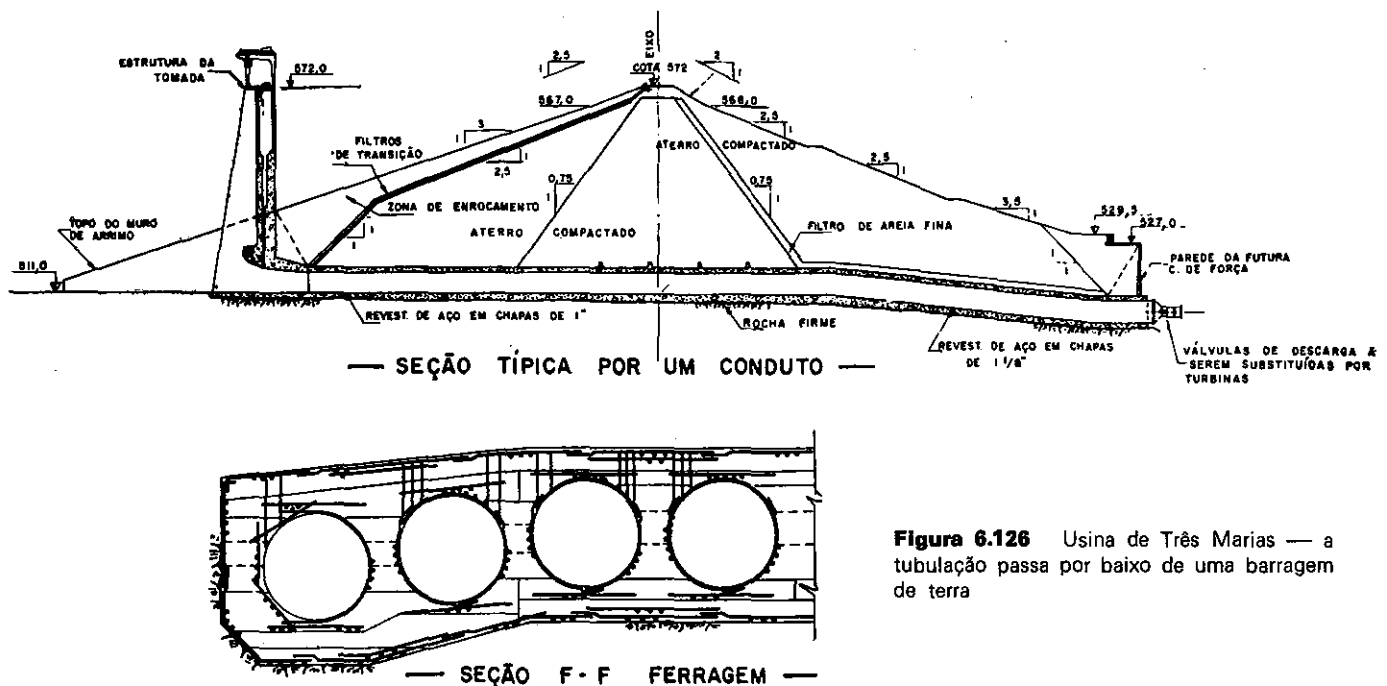


Figura 6.126 Usina de Três Marias — a tubulação passa por baixo de uma barragem de terra

que, durante consertos ou revisão, o tubo deve ser fechado, esvaziado e depois reenchido, ficando toda a usina paralizada durante esse período.

Se existir uma tubulação para cada turbina, ou um tubo para uma parte das turbinas da usina, deixará de funcionar apenas a parte ligada ao tubo em revisão ou conserto. Na determinação do número de tubos, todas estas observações devem ser levadas em consideração.

Conduitos muito compridos, geralmente, são executados com apenas um tubo, enquanto que, para distâncias pequenas, usa-se um tubo para cada turbina.

Porém a fixação do número de tubos depende, também, de outros fatores, tais como das condições de transporte ou da fabricação. Tubos com diâmetro maior que 4 m dificilmente podem ser transportados através de grandes distâncias. Por isso, muitas vezes apenas as chapas são transportadas da fábrica para a obra e aí se instala um canteiro com a maquinaria completa para a confecção dos tubos. Assim, existem diversas alternativas: construir algumas tubulações com diâmetro menor, que podem ser transportadas da fábrica para a obra, ou uma só que deve ser confeccionada completamente no canteiro, o que exige a instalação, na obra, das máquinas necessárias.

Também deve ser considerado, nos cálculos comparativos, no caso de uma única tubulação, o custo da tubulação distribuidora, que é uma construção complicada e dispendiosa.

### 6.6.3.3 Diâmetro econômico

Aumentando-se o diâmetro de um tubo pelo qual passa uma certa descarga, é reduzida a velocidade da água e conseqüentemente as perdas de carga, resultando um acréscimo de produção e concomitantemente da renda da usina. Mas, por outro lado, sobem o custo da tubulação e as despesas financeiras e de manutenção. Para o diâmetro econômico, a soma das despesas anuais

da tubulação e o valor da perda de carga por ano devem ter um valor mínimo.

Todos os fatores que influem na determinação do diâmetro econômico de uma tubulação estão incluídos na fórmula seguinte:

$$d = \sqrt[3]{\frac{10,32 \cdot 9,81 \cdot \eta \cdot \sigma Q_v^3 (w_1 + w_2 b 8 760)}{k^2 \cdot w_3 \gamma (1 + z) \cdot H}}$$

onde

- $d$  = diâmetro interno econômico (m),
- $\eta$  = fator de rendimento da unidade turbina-gerador,
- $\sigma$  = tensão admissível do material da tubulação ( $t/m^2$ ),
- $Q_v$  = descarga correspondente ao engolimento máximo das turbinas alimentadas pela tubulação,
- $w_1$  = valor monetário de venda, na usina, do kW fornecido (Cr\$/kW),
- $w_2$  = preço do kWh fornecido pela usina (Cr\$/kWh),
- $b$  = fator que considera a variação da carga durante o ano,
- $k$  = coeficiente de rugosidade na fórmula de Chezy  $v = kR^J$ , que pode ser calculado pela fórmula de Ganguillet-Kutter,

$$k = \frac{\frac{1}{n} + 23 + \frac{0,00155}{J}}{1 + \frac{n}{R} \left( 23 + \frac{0,00155}{J} \right)}$$

onde  $n$ , para tubulações soldadas de aço, pode ser de 0,011 a 0,012; ou, pela fórmula de Kutter,

$$k = \frac{100R}{m + R}$$

onde  $m$  varia entre 0,1 e 0,2,

$w_3$  = despesas anuais financeiras e de manutenção etc., da tonelada do material da tubulação, sendo que

a taxa de manutenção gira em torno de 0,25 a 1,0% do custo.

- $\gamma$  = peso específico do material ( $t/m^3$ ),
- $z$  = porcentagem adicional, considerando-se as obras civis para a tubulação,
- $H$  = pressão interna na tubulação em coluna d'água, estática e dinâmica (m).

Essa fórmula pode ser simplificada nos casos em que não existam dados exatos de todos seus fatores. O fator  $b$ , por exemplo, depende da forma do diagrama de carga que, em muitos casos, não é exatamente conhecido no tempo da elaboração do projeto da tubulação. Para uma usina de base que trabalha durante as 8 760 h do ano em plena carga, o fator  $b$  é igual a 1,0, igualmente para uma usina de ponta que utiliza a descarga afluyente, em algumas horas por dia, com plena carga. Nesses casos, a tubulação deve ser dimensionada para a descarga  $Q_v$ . Numa usina com fator de carga igual a 0,5 e com forma regular do diagrama de carga, as perdas de carga sob plena carga são menos importantes devido à pequena duração dessa carga. Nesse caso o fator  $b$  assume o valor de 0,25.

No desenvolvimento da fórmula indicada, supõe-se que exista uma tarifa para a venda de energia, compreendendo um preço em Cr\$/kW, para a ponta do fornecimento em kW, e outro em Cr\$/kWh, para a energia vendida. Muitas vezes não existe tal tarifa ou sua composição é desconhecida na ocasião do projeto. Então adota-se um preço médio do kWh.

O fator de rendimento compõe-se dos rendimentos do gerador e da turbina e importa em cerca de 0,85, de modo que o produto  $9,81 \times \eta$  fica igual a 8,35. O peso específico do aço é de  $7,85 t/m^3$ . O custo anual da tonelada de aço compõe-se dos juros sobre o capital investido, sua amortização e uma taxa para manutenção e consertos, todos em porcentagem sobre o custo de uma tonelada.

Levando em consideração essas simplificações, a fórmula torna-se

$$d = 4,224 \sqrt[7]{\frac{Q_v^3 w_2 \sigma}{k^2 \cdot w_3 (1 + z) H}}$$

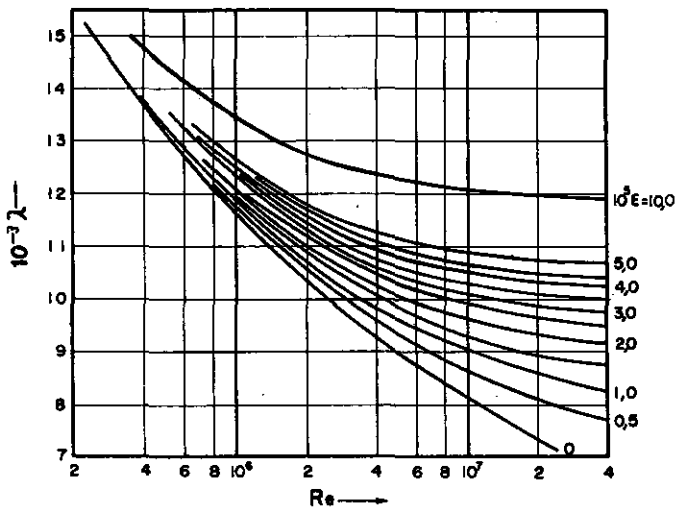


Figura 6.127 Curvas para obtenção do coeficiente para o uso na fórmula de Darcy

### 6.6.3.4 Cálculos hidráulicos

#### 6.6.3.4.1 PERDAS DE CARGA EM TUBOS RETOS

Os cálculos hidráulicos têm a finalidade de determinar as perdas de carga na tubulação. As perdas de carga acontecem nos tubos retos, nas curvas e nas bifurcações e são aproximadamente proporcionais ao quadrado da velocidade. A equação geral para a perda de carga ou para a diminuição de pressão, em tubos cilíndricos com movimento d'água em fluxo lento, foi desenvolvida por Darcy na forma

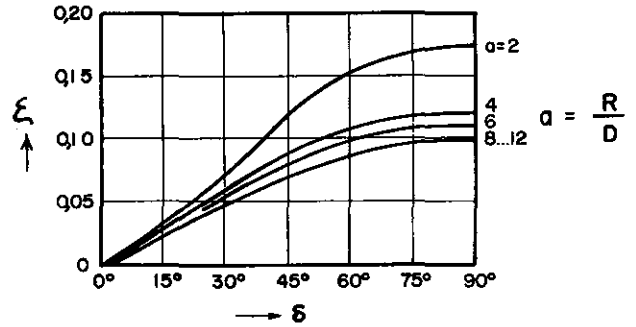


Figura 6.128 Aumento da perda de carga em tubulações com curvas poligonais

$$H = \lambda \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot \frac{L}{D}$$

ou

$$\frac{H}{L} = l = \frac{\lambda v^2}{2gD}$$

onde:

- $H$  = perda de carga,
- $L$  = comprimento da tubulação,
- $D$  = diâmetro da tubulação,
- $l$  = declividade da linha de pressão,
- $\lambda$  = fator que tem relação funcional com número de Reynolds e com a rugosidade relativa da tubulação.

O número de Reynolds calcula-se pela fórmula

$$R_e = \frac{v \cdot D}{\nu}$$

onde

- $v$  = velocidade da água, em cm/s,
- $D$  = diâmetro da tubulação, em cm,
- $\nu$  = coeficiente cinético da viscosidade, que pode ser adotado em cerca de 0,01.

Com boa aproximação, então pode-se escrever

$$R_e = 100v \cdot D.$$

A rugosidade relativa significa a relação entre a altura das irregularidades das paredes e o diâmetro da tubulação,

$$\epsilon = \frac{K}{D}$$

A rugosidade absoluta  $K$  de tubulações novas pode ser avaliada com base nos dados seguintes:

Qualidade da tubulação	k	mm
Tubulações novas, sem pintura	0,1	0,15
Galvanizadas a pistola	0,1	0,15
Pintura de betume, aplicada a frio	0,03	0,05
Pintura de betume, aplicada a quente	0,03	0,04
Pintura de betume, aplicada a quente, lisada com espátula	0,025	0,04
Pintura de betume, aplicada a quente, lisada com chama	0,015	0,03
Pintura de vinil	0,001	0,002

Para o fator  $\lambda$ , Colebrook e White indicaram, com base nas teorias de Prandtl-Karman, a fórmula

$$\frac{1}{\lambda} = -2,0 \log \left( \frac{\epsilon}{3,72} + \frac{2,51}{R_e \lambda} \right),$$

que está representada no gráfico da Fig. 6.127. Muito usada também é a fórmula de Strickler, que transformou a fórmula de Darcy para

$$\frac{H}{L} = \left( \frac{2,52 \cdot v}{K_s \cdot D^{2/3}} \right)^2,$$

onde  $K_s$  significa um fator que depende da rugosidade da tubulação. A relação entre  $\lambda$  e  $K_s$  é

$$\lambda = \frac{124,6}{K_s^2 D^{1/3}}.$$

Pesquisas efetuadas na Suíça, em tubulações em operação, verificaram que o fator  $K_s$  depende não somente da rugosidade, mas também do diâmetro dos tubos. Indicações feitas, na literatura, relativamente a valores desse fator, referem-se apenas à rugosidade, desprezando-se a influência do diâmetro. Por isso, é melhor usar a fórmula original de Darcy, tirando o valor do coeficiente  $\lambda$  da Fig. 6.127.

#### 6.6.3.4.2 PERDAS DE CARGA EM CURVAS

As pesquisas, em modelo reduzido, de tubos em curva deram resultados bastante diversos, por causa da influência de vários parâmetros na perda de carga, como por exemplo, o número de Reynolds  $R_e$ , a rugosidade relativa  $\epsilon$ , a relação da curvatura  $R/D$ , o ângulo entre as duas tangentes à curva, como também o comprimento dos trechos retos a montante e a jusante da curva. Além disso, a forma física da curva tem importância para as perdas de carga; numa curva composta de trechos retos formando um polígono, a perda de carga é maior que numa curva meramente circular. Da curvatura resultam irregularidades do fluxo, turbulências e distribuição irregular da velocidade na seção transversal, que desaparecem num trecho reto de comprimento de até 50 vezes o diâmetro. A perda de carga correspondente representa a energia cinética que gerou essas irregularidades do fluxo e que no trecho de jusante é absorvida pelo atrito interno.

Com suficiente aproximação às condições naturais, os valores do coeficiente  $\xi$  da fórmula

$$H = \left( \lambda \frac{L}{D} + \xi \right) \frac{v_a^2}{2g}$$

podem ser conseguidos da Fig. 6.128, levando-se em conta que a expressão  $\lambda \frac{L}{D}$  significa a perda de carga num tubo reto com o comprimento da linha central da curva. A figura mostra que, para curvas com raio maior que o quádruplo do diâmetro do tubo, a diminuição da perda de carga é insignificante.

Via de regra, nas tubulações de usinas hidrelétricas, as curvas não são circulares, mas sim poligonais, compostas de pequenos trechos retos com ângulo de desvio de 10 a 22,5°. Nesse caso, os valores obtidos da Fig. 6.128 devem ser aumentados na forma seguinte:

#### Aumento da perda de carga com curvas poligonais

	Aumento de $\xi$ em %		
Ângulo da curva	90°	60°	45°
Ângulo de desvio de 10 a 15°	8	5	2
Ângulo de desvio de 15 a 22,5°	20	8	3

#### 6.6.3.4.3 PERDAS DE CARGA EM BIFURCAÇÕES EM FORMA DE Y

As perdas de carga em bifurcações dependem, além das influências mencionadas no item anterior, da configuração física e construtiva das peças. Por isso, é ainda mais difícil determinarem-se as perdas de carga e, nos últimos cinco decênios, foram feitas muitas pesquisas em modelo reduzido com essa finalidade, cujos resultados diferem às vezes sensivelmente entre si. Principalmente nas bifurcações em forma de T, a forma física é de grande importância. Nas usinas com queda relativamente pequenas, a perda de carga nas bifurcações pode representar parte considerável da queda bruta e, nesses casos, aconselha-se executarem-se pesquisas em modelo reduzido.

Para bifurcações em forma de Y, foram determinadas as perdas de carga em modelo reduzido. As perdas são proporcionais ao quadrado da velocidade da água antes da bifurcação, e são determinadas pela fórmula

$$H = \left( \lambda \frac{L}{D} + \xi_e \right) \frac{v_a^2}{2g},$$

onde

$H$  = perda de carga,

$v_a$  = velocidade antes da bifurcação,

$\xi_e$  = coeficiente que indica a perda de carga.

O coeficiente  $\xi$  depende da relação  $Q_a/Q_e$ , onde  $Q_e$  é a descarga em cada tubo depois da bifurcação e  $Q_a$ , a descarga antes da bifurcação. Além disso, o ângulo da bifurcação simétrica e a construção do reforço da costura, entre os dois tubos de saída, influem na grandeza do coeficiente. A relação dos diâmetros, antes e depois da bifurcação, não tem grande influência situando-se nos limites de 0,4 a 0,7.

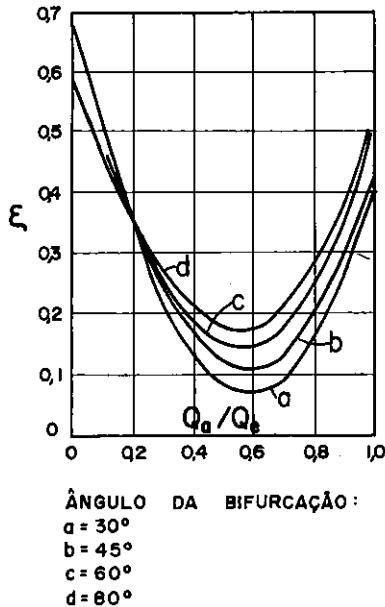


Figura 6.129 Valores do coeficiente  $\xi_e$  relacionados ao coeficiente  $Q_a/Q_e$  e ao ângulo de uma bifurcação

As curvas da Fig. 6.129 indicam os valores do coeficiente  $\xi_e$  relacionados ao quociente  $Q_a/Q_e$  e ao ângulo da bifurcação. Note-se que a perda de carga é menor quando a descarga afluyente se divide aproximadamente em partes iguais, nos dois tubos, e que aumenta consideravelmente com a distribuição assimétrica. Um reforço interno da costura entre os dois tubos de saída tem pouca influência, quando  $Q_a/Q_e$  é igual a 0,5, porém, para valores dessa relação igual a 0,8 ou mais,  $\xi$  deve ser até dobrado, dependendo da forma do reforço.

6.6.3.4.4 PERDAS DE CARGA NAS BIFURCAÇÕES EM FORMA DE T

Para essas bifurcações de forma assimétrica, com diâmetros diferentes dos dois ramos, vale o mesmo que foi dito no item anterior, porém a influência da forma física é muito maior. Por esse motivo, é conveniente subdividir a perda total naquela proveniente do atrito e naquela do desvio, para o cálculo das perdas de carga:

$$H = (\xi_a + \xi_d) \frac{v_a^2}{2g}$$

onde

- $\xi_a$  = coeficiente de atrito,
- $\xi_d$  = coeficiente de desvio.

O coeficiente de atrito pode ser definido

$$\xi_a = \lambda \frac{L}{D} \cdot \left( \frac{v_m}{v_a} \right)^2,$$

onde

$v_m$  = velocidade média no trecho em apreço.

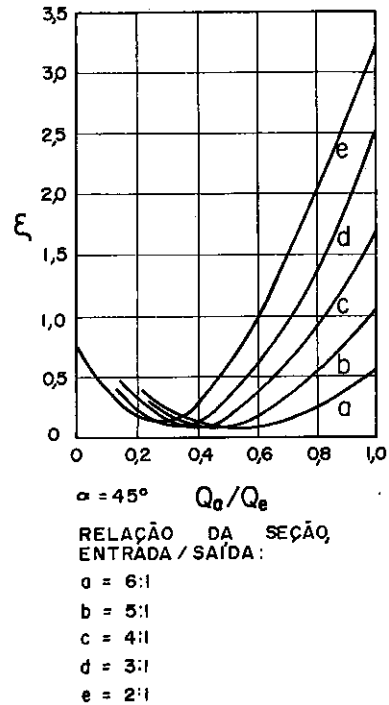


Figura 6.130 Valores do coeficiente  $\xi_d$  para o desvio de 45°, relacionados ao coeficiente  $Q_a/Q_e$

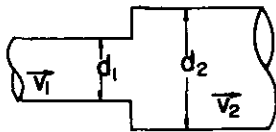
A Fig. 6.130 apresenta o gráfico do valor do coeficiente  $\xi_d$  para o desvio de 45°, relacionado ao coeficiente  $Q_a/Q_e$  e ao coeficiente  $A_e/A_a$ , onde  $A_e$  e  $A_a$  são as áreas antes da bifurcação e no desvio respectivamente. No caso em que o ângulo de desvio for 60°, os valores do gráfico deverão ser aumentados pelo fator  $m$  em relação ao quociente  $Q_a/Q_e$ :

$Q_a/Q_e$	$m$
0,2	1,6
0,4	1,9
0,6	1,6
0,8	1,2

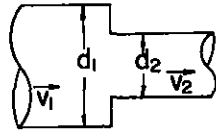
As perdas no trecho reto são muito pequenas e para  $Q_a/Q_e$  perto de 0,5, mesmo negativos, podem ser desprezadas.

6.6.3.4.5 PERDAS DE CARGA EM ALARGAMENTOS E ESTREITAMENTOS

Mudanças bruscas de diâmetro, em tubulações na forma das Figs. 6.131 e 6.132, provocam perdas muito grandes e, por isso, devem ser substituídas, se for possível, por transições suaves.



**Figura 6.131** Aumento brusco do diâmetro de uma tubulação



**Figura 6.132** Diminuição brusca do diâmetro de uma tubulação

No alargamento brusco a perda de carga é

$$h = \left( \frac{v_1 - v_2}{2g} \right)^2$$

e no estreitamento,

$$h = \xi \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g},$$

onde  $\xi$  é uma função linear do quadrado da relação dos diâmetros, antes e depois do estreitamento,

$$n = \left( \frac{d_2}{d_1} \right)^2.$$

A fórmula para  $\xi$  é, para  $0,05 < n < 0,5$ ,

$$\xi = 0,4 - 0,12n.$$

No alargamento suave, na forma da Fig. 6.133, é

$$h = \xi \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g},$$

onde

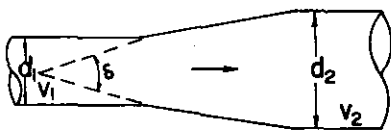
$$\xi = (n - 1)^2 \operatorname{sen} \delta.$$

No estreitamento suave, na forma da Fig. 6.134, é

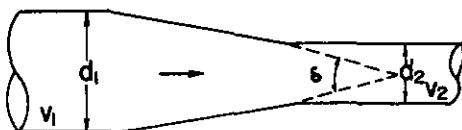
$$h = \xi \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g},$$

onde

$$\xi = 0,0025 \operatorname{cotg} \frac{\delta}{2}.$$



**Figura 6.133** Alargamento suave do diâmetro de uma tubulação



**Figura 6.134** Estreitamento suave do diâmetro de uma tubulação

## 6.6.3.5 Projeto e construção das tubulações

### 6.6.3.5.1 GENERALIDADES

Dos muitos materiais que poderiam ser usados, como barro vitrificado, ferro fundido, cimento-amianto, concreto armado, madeira e aço, apenas os últimos três são empregados na construção de tubulações para usinas hidrelétricas.

O uso do concreto armado fica restrito a tubulações sujeitas a pequena pressão interna d'água e a esforços externos como, por exemplo, o peso de um aterro. A solicitação à tensão permitida do concreto é relativamente pequena, de modo que a pressão interna d'água exige grandes espessuras do tubo, que por sua vez, pelo grande peso, produz momentos no mesmo. No mesmo sentido, atua a pressão externa, principalmente agindo apenas parcialmente no perímetro do tubo. Protensão do concreto resulta em dimensões menores, porém sua aplicação na obra é difícil, e a aplicação em tubos pré-fabricados é limitada pelo peso de transporte das peças.

Tubulações de madeira são compostas de ripas, semelhantes a um barril, juntadas por braçadeiras de barras de aço, nas quais são transmitidos os esforços exercidos pela pressão d'água, enquanto as peças de madeira apenas servem de órgão vedante. Tubulações de madeira raramente são construídas — conhecemos no Brasil apenas uma, na Usina de Cedros, da antiga Empresa de Força e Luz de Sta. Catarina — e, por isso, não vale a pena entrar em maiores detalhes.

### 6.6.3.5.2 TUBULAÇÕES DE AÇO

#### 6.6.3.5.2.1 Tubos retos

As tubulações modernas das usinas hidrelétricas são construídas quase exclusivamente de chapas de aço, usando-se a solda elétrica. Nas chapas é empregado geralmente aço doce, com resistência de pelo menos  $36 \text{ kg/mm}^2$ . Porém, como as solicitações aumentam com o maior diâmetro dos tubos e a maior pressão d'água devido às quedas maiores, passou-se a utilizar aços especiais. Utiliza-se, assim, aço de granulação fina, com resistência de 35 até  $60 \text{ kg/mm}^2$ , e, nos casos de solicitações maiores, aços de baixa liga com manganês, fósforo, cromo, níquel, vanádio, molibdênio ou silício, às vezes revenidos. No Brasil são fabricados aços de resistência elevada e, em cada caso, deve ser estudado se o emprego de um aço mais resistente, embora mais caro, é econômico. Nas tubulações de 11 m de diâmetro que passam por debaixo da Barragem de Capivara, o uso de aço SAR 55, em vez de A 36, resultou em uma economia razoável.

As chapas são calandradas e soldadas longitudinal e transversalmente, formando-se, assim, anéis de tamanho que permita o transporte da fábrica para a obra, onde são juntados entre si por solda elétrica. Se o diâmetro dos tubos é maior que o gabarito permitido nas estradas rodoviárias ou ferroviárias, instala-se na obra uma oficina completa para a confecção dos mesmos. Além disso, é compensadora a instalação da oficina na

obra, em muitos casos, dependendo do volume dos serviços a executar, devido, também à simplicidade da própria oficina.

A espessura da chapa, para resistir à pressão interna, é calculada pela fórmula

$$s = \frac{P_i r_i}{\sigma}$$

onde

- $s$  = espessura da chapa.
- $P_i$  = pressão d'água.
- $r_i$  = raio interno da tubulação.
- $\sigma$  = tensão admissível.

Essa fórmula é válida para tubulações com espessuras pequenas em relação ao diâmetro, mas com erro menor que 5% pode ser aplicada para tubulações com essa relação até 0,09.

A tensão admissível é uma fração do limite de escoamento  $\sigma_e$  que depende do fator de segurança  $f$ :

$$\sigma = \frac{1}{f} \cdot \sigma_e$$

O fator de segurança compõe-se de vários fatores especiais, da seguinte maneira:

- fator geral,  $f_g$ .
- qualidade do material,  $f_m$ .
- qualidade de fabricação,  $f_f$ .
- cálculo,  $f_c$ .
- classe de periculosidade,  $f_p$ .

$$f = f_g \cdot f_m \cdot f_f \cdot f_c \cdot f_p$$

O fator geral compreende as eventuais falhas devidas à insuficiência das ações humanas, a possibilidade de erros e de influências externas incontroláveis. Em geral os fatores devem ter um valor alto para condições normais da operação, para solicitações que acontecem raras vezes; com pouca probabilidade podem ser mais baixos. O valor do fator  $f_f$  depende principalmente do

material usado na solda, do modo de soldar e do tratamento da solda feita.

As soldas cruas às vezes, principalmente as feitas a mão, têm saliências, rugosidades e mossas que podem prejudicar sua ductilidade, e, por isso, devem ser trabalhadas com esmeril e aplainadas até a superfície das chapas vizinhas.

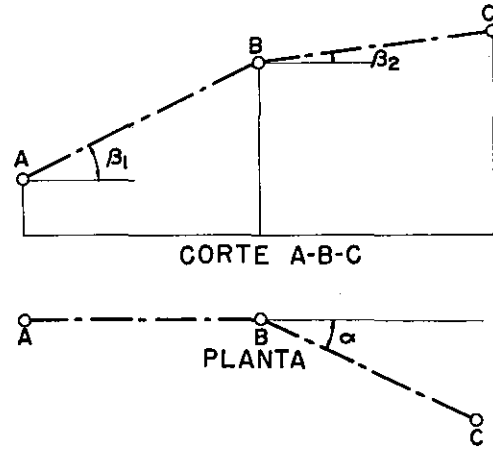


Figura 6.135 Ângulo verdadeiro de uma tubulação

Um exame cuidadoso das soldas executadas é absolutamente necessário e compreende geralmente testes mecânicos em cortes ou chapas com soldas, testes experimentais, exame por ultra-som e/ou raios X e testes sob pressão.

Testes mecânicos de controle são imprescindíveis para a verificação da resistência e ductilidade das soldas. Executados por pessoal experimentado e interpretados corretamente, os exames de ultra-som são preferidos aos de raio X.

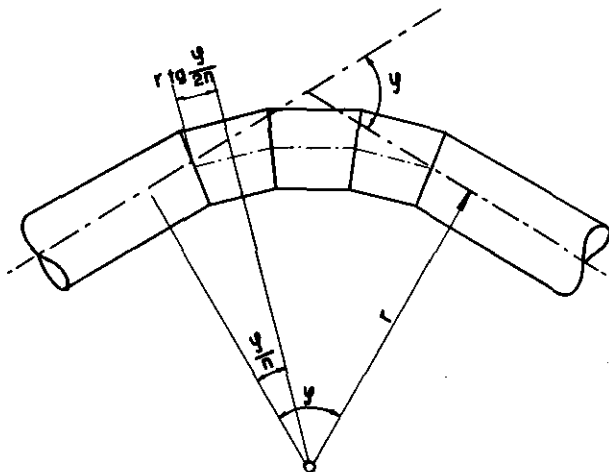
Tendo em vista todos estes fatos, o valor do fator  $f_f$  pode ser fixado somente por um especialista com bons conhecimentos e muita experiência. Para a avaliação do fator de segurança, recomendamos os valores da seguinte tabela:

Fator parcial de segurança	Operação	
	normal	excepcional
Fator geral $f_g$	1,5	1,2
Diversidade do material $f_m$	1,3	1,0
Qualidade da fabricação $f_f$	1,3	1,0
Exatidão dos cálculos $f_c$ para tubos retos, levando-se em conta todos os esforços possíveis	1,1	1,0
Exatidão dos cálculos para determinação dos esforços insegura ou incompletamente	1,2	1,1
Para curva, bifurcações e outras peças especiais	1,5	1,2
Classe de periculosidade $f_p$		
Poço forçado com blindagem embutida no concreto		1,0
Tubulações forçadas descobertas		1,1
Tubulações que passam por habitações		1,2
Tubulação de distribuição embutida no concreto		1,25
Tubulação de distribuição descoberta, em câmara separada		1,4
Tubulação de distribuição descoberta, na casa de força		1,5

A pressão d'água interna provocando tensões tangenciais compõe-se das pressões estáticas e dinâmicas, principalmente as pressões dinâmicas provocadas pelo golpe de ariete, que será tratado posteriormente.

As tensões radiais são desprezíveis, porém as longitudinais devem ser levadas em conta. Essas solicitações podem ser produzidas pelos seguintes esforços:

peso próprio da tubulação,  
peso d'água,  
contração transversal,  
atrito nos apoios e peças de dilatação,  
pressão hidrostática nas peças de dilatação,  
esforços produzidos pelas curvas,  
esforços produzidos pela mudança da temperatura.



**Figura 6.136** Divisão do ângulo verdadeiro de uma tubulação em partes iguais, para melhoria das perdas de carga

Esses esforços não agem em sua magnitude completa simultaneamente e dependem do tipo do projeto. Nas tubulações subdivididas em trechos por juntas de expansão, a contração transversal e os esforços de temperatura não podem alcançar volumes maiores que o do atrito nas juntas. Os outros esforços são transferidos pelas tubulações aos apoios e aos blocos de ancoragem, que serão tratados em um item posterior. Nas tubulações contínuas — raramente usadas — sem juntas de expansão, os esforços de temperatura, que dependem da temperatura durante a montagem, são muito importantes.

A tensão composta das tensões tangenciais ( $t$ ), radiais ( $r$ ) e longitudinais ( $l$ ), determina-se pela fórmula

$$\sigma_c = \frac{1}{2} (\sigma_t - \sigma_r)^2 + (\sigma_r - \sigma_l)^2 + (\sigma_l - \sigma_t)^2$$

que passa, com tensões desprezíveis, para

$$\sigma_v^2 = \sigma_t^2 + \sigma_l^2 - \sigma_t \sigma_l$$

Em certos casos, a tubulação está submetida a pressão externa uniforme sobre todo seu perímetro, por exemplo, quando é esvaziada sem os cuidados necessários ou quando não funciona a aeração. Então existe o perigo de deformação da chapa, e a pressão externa correspondente é

$$P_k = \frac{2E}{1-\nu^2} \left( \frac{s}{D} \right)^3$$

onde

$E$  = módulo de elasticidade,  
 $s$  = espessura da chapa,  
 $D$  = diâmetro interno,  
 $\nu$  = fator de contração transversal.

Se a espessura da chapa é maior que 0,6% do diâmetro interno da tubulação, a rigidez da chapa é suficiente para sustentar o vácuo interno. Tubulações com espessura menor precisam de anéis de reforço adequadamente distanciados. Por motivos construtivos, da montagem, de transporte, etc., a chapa deve ter uma espessura mínima que deve ser, segundo o Bureau of Reclamation,

$$s_{min} = \frac{D + 500}{400} \quad (s \text{ e } D \text{ em mm}).$$

#### 6.6.3.5.2.2 Curvas

As curvas nas tubulações de aço, via de regra, têm forma poligonal, como foi mencionado no item 6.6.3.4.2. A construção geométrica consegue-se da maneira descrita a seguir.

O ângulo da curva situada num plano horizontal ou vertical está definido imediatamente na planta, ou no corte longitudinal do eixo da tubulação. No caso contrário (veja a Fig. 6.135), o ângulo verdadeiro  $\alpha_v$  determina-se pela fórmula

$$\cos \alpha_v = \cos \beta_1 \cdot \cos \beta_2 \cdot \cos \alpha + \sin \beta_1 \cdot \sin \beta_2$$

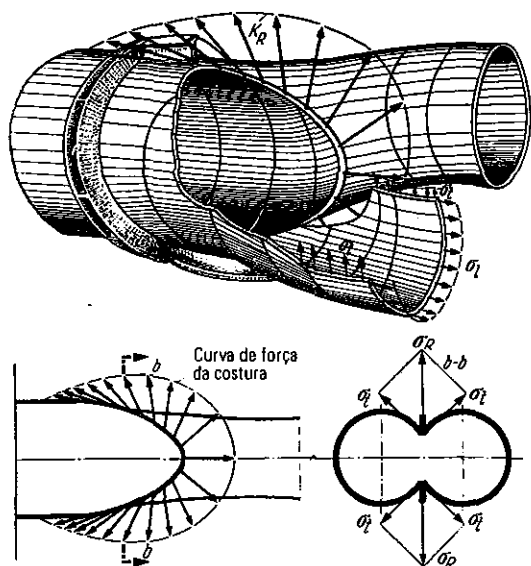
Depois, fixa-se o raio da curva, levando-se em conta o que foi referido sobre as perdas de carga no item 6.6.3.4.2; divide-se o ângulo  $\varphi$  em  $n$  partes iguais de modo que  $\varphi/n$  está entre 10 e 15° e procede-se como mostra a Fig. 6.136.

A fabricação das curvas é fácil: corta-se um tubo reto no ângulo  $\varphi/2n$ , vira-se 180° e solda-se a costura. Geralmente não são necessários reforços por causa do pequeno ângulo do corte; às vezes um pequeno aumento na espessura da chapa é necessário.

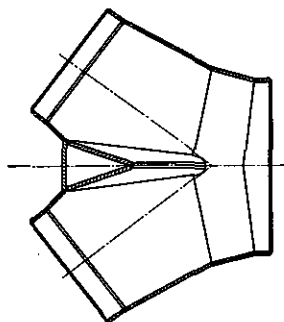
#### 6.6.3.5.2.3 Bifurcações

Nas bifurcações em forma de Y, na costura de ligação dos dois tubos divergentes, a continuidade da forma circular dos tubos é interrompida e aí agem os esforços tangenciais dos dois tubos, cuja resultante tenta abrir o conjunto (veja a Fig. 6.137). Para conter esses esforços é necessário um reforço em forma de U em cuja raiz apresentam-se grandes momentos fletores, exigindo grande largura dessa parte.

Esse reforço, que tem a forma de quarto de lua, pode ser situado interna ou externamente. Com a finalidade de diminuir os momentos, as pontas do U podem ser ligadas entre si por um tirante dentro do tubo. Porém todos os reforços internos pioram as condições hidráulicas, aumentando as perdas de carga, mesmo na forma da Fig. 6.138. Por isso, são preferíveis reforços exteriores em forma de braçadeiras, como mostra a Fig. 6.139, principalmente em se tratando de altas pressões d'água e grandes dimensões dos tubos.



**Figura 6.137** Reforços, em uma bifurcação, para conter os esforços tangenciais



**Figura 6.138** Reforços internos, em uma bifurcação, pioram as condições hidráulicas

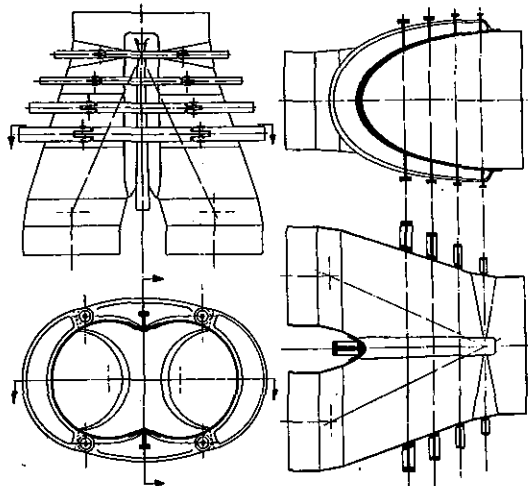
Para as bifurcações assimétricas, em forma de T, valem as mesmas considerações. Se o diâmetro do tubo que se ramifica do tubo reto é pequeno em relação ao diâmetro deste último, o reforço pode ter a forma de um colar que acompanha a linha de penetração (Fig. 6.140). Diâmetros iguais, possibilitam construções delineadas nas Figs. 6.141 e 6.142. Mas essas formas são hidráulicamente desvantajosas por causa das altas perdas de carga, principalmente nos tirantes internos mostrados na Fig. 6.141, que podem ser diminuídos ligando o tubo secundário com um cone, segundo a Fig. 6.142, ou melhor ainda, aumentando o diâmetro do tubo-tronco no lugar da bifurcação. A Fig. 6.143 mostra o tipo desenvolvido pela firma Escher Wyss, da Suíça.

Para pressões muito altas foi inventada a forma delineada em corte na Fig. 6.144. A esfera é a forma mais adequada para suportar as pressões uniformes d'água e torna-se o órgão solicitado por essas pressões, enquanto os tubos perfurados servem apenas de guia para a água.

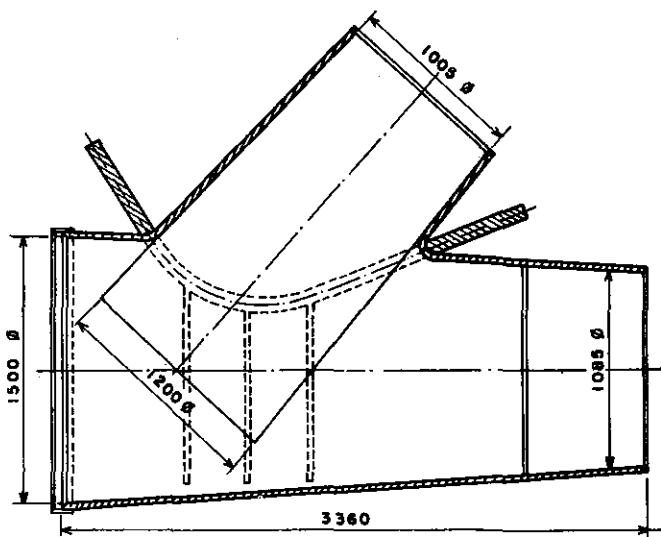
6.6.3.5.2.4 Juntas de expansão e bocas de visita

A mudança de temperatura produz esforços longitudinais nas tubulações que são transmitidos aos

blocos de ancoragem, se não existem juntas de expansão na forma que mostram as Figs. 6.145 e 6.146. A construção pesada da Fig. 6.146 é empregada numa tubulação sujeita a grande pressão interna de algumas centenas de metros de coluna d'água. O comprimento do tubo interno depende das oscilações da temperatura, da distância entre os blocos de ancoragem e da contração transversal durante um eventual teste de pressão. O ponto de partida é a temperatura da tubulação no momento da montagem da junta. As juntas devem ser construídas de modo que os tubos possam deslizar sem ficar exageradamente juntos e sem enferrujar. Por isso os dois tubos devem ser apoiados o mais próximo possível da junta.



**Figura 6.139** Reforços externos, em forma de braçadeiras



**Figura 6.140** Reforço em forma de colar que acompanha a linha de penetração

Geralmente as tubulações inclinadas são montadas de baixo para cima. Nesses casos, a localização lógica das juntas de expansão é logo abaixo dos blocos superiores de ancoragem.

O interior das tubulações deve ser acessível durante a montagem e para controles e eventuais reparos.



Para essa finalidade constroem-se bocas de visita distanciadas de 100 a 300 m conforme a inclinação e o diâmetro da tubulação. A abertura da boca deve ter um diâmetro de pelo menos 45 cm. Para facilitar a entrada, as bocas de visita devem ser localizadas, em tubulações de pequeno diâmetro, no vértice e, em tubulações grandes, no quadrante inferior. Uma chapa de guia adaptada à forma da tubulação e soldada à tampa da boca, como mostra a Fig. 6.147, serve para reduzir ao mínimo possível a perturbação do fluxo d'água e as perdas de carga.

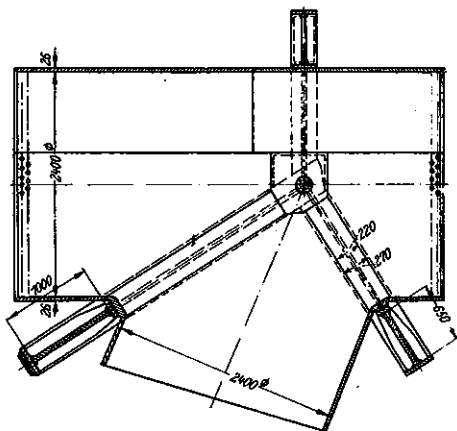


Figura 6.141 Reforços com tirantes internos

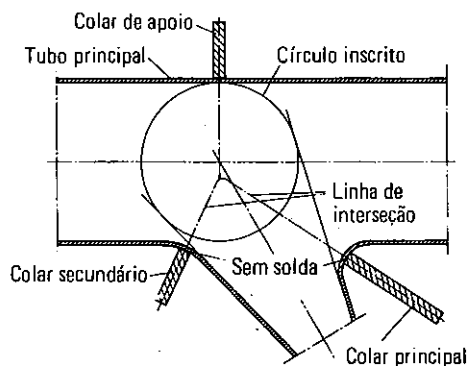


Figura 6.142 Reforços em forma de colar, com tirantes internos

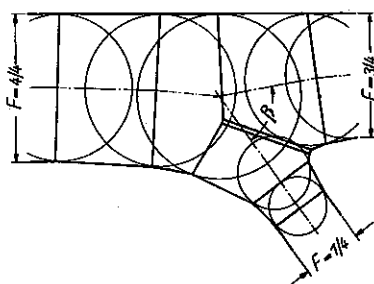


Figura 6.143 Reforço de bifurcação por meio de ligação do tubo secundário por um cone

### 6.6.3.5.3 APOIOS

As tubulações enterradas em valas — geralmente de pequeno diâmetro — estão apoiadas, em toda sua extensão, no terreno e protegidas contra deslocamentos

laterais pelo aterra. Por isso não precisam de apoios especiais nem de blocos de ancoragem. Esse raciocínio vale também para as tubulações embutidas no concreto, como mostram as Figs. 6.122 e 6.126.

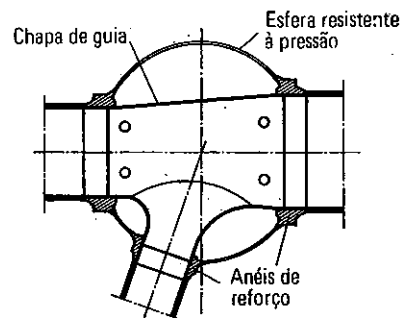


Figura 6.144 Bifurcação com reforço em forma de esfera, para altas pressões



Figura 6.145 Junta de expansão

As tubulações a céu aberto — não enterradas ou embutidas — apóiam-se sobre blocos de concreto adequadamente distanciados. O apoio mais simples consiste num bloco de concreto com superfície cilíndrica adaptada à forma do tubo (berço), como mostra a Fig. 6.148. O atrito entre o tubo e o concreto produz grandes esforços longitudinais quando o tubo se expande ou se contrai, com a mudança de temperatura. O atrito pode ser diminuído forrando-se o concreto do berço do tubo com chapa de aço, ou com um perfilado. Porém a oxidação dessas partes aumenta outra vez o atrito. Construções especiais para a lubrificação desse contato não tiveram êxito.

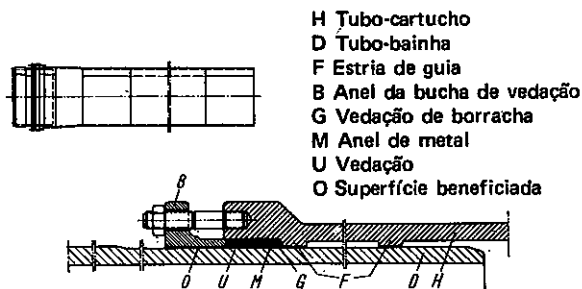
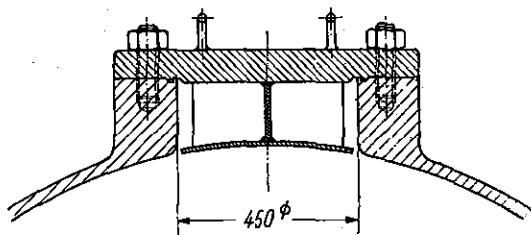
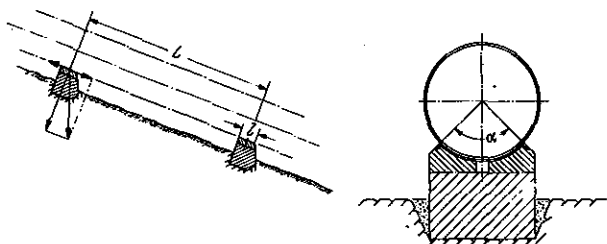


Figura 6.146 Detalhe de uma junta de expansão

Se os tubos são fornecidos inteiros, a distância entre esses apoios corresponde geralmente ao comprimento de fabricação, facilitando a montagem (para tubulações de diâmetros relativamente pequenos). Esse tipo, muito usado no passado, hoje em dia restrito às tubulações de pequeno diâmetro de usinas hidrelétricas pequenas, tem, além dos defeitos mencionados, o inconveniente de que o tubo é apoiado somente numa parte de seu perímetro.



**Figura 6.147** Detalhe de uma boca de visita em uma tubulação



**Figura 6.148** Berços, para apoio de tubulações

Estaticamente é preferível um reforço do tubo no seu perímetro completo, contra as deformações radiais, no lugar onde as tensões produzidas pelo momento fletor são as maiores no sentido longitudinal. Principalmente nos tubos de grande diâmetro e de espessura fina da chapa em relação ao diâmetro, a zona do apoio é reforçada por um anel rígido, na forma da Fig. 6.149 munido em cada lado do tubo de uma sapata que descansa por meio de rolos, ou de um pêndulo, no bloco de concreto. Essa construção permite o aumento da distância entre os apoios, que teoricamente é limitada apenas pela resistência da tubulação contra a flexão, no sentido longitudinal, devido ao peso próprio do tubo e da água nele contida.

#### 6.6.3.5.4 BLOCOS DE ANCORAGEM

##### 6.6.3.5.4.1 Esforços

Como foi mencionado no item 6.6.3.2, a tubulação deve ser ancorada em todos os pontos onde muda sua direção, em planta ou no plano vertical.

Os esforços atuantes na ancoragem podem ser classificados em esforços permanentes, ocasionais e excepcionais.

##### a) Esforços permanentes:

peso da tubulação e da água,  
esforços produzidos pela pressão da água,  
esforços produzidos pela mudança de temperatura,  
esforços transversais (Poisson),  
esforços produzidos pelo atrito.

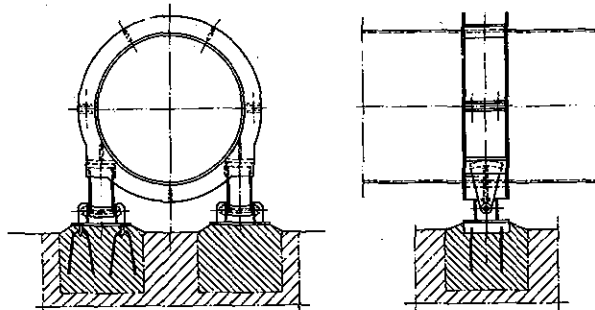
##### b) Esforços ocasionais:

esforços produzidos pela mudança de temperatura, durante o esvaziamento e reenchimento da tubulação,

esforços adicionais na ocasião de testes de pressão, eventuais esforços externos na tubulação vazia.

##### c) Esforços excepcionais:

movimento do terreno (recalque),  
terremotos e outros acontecimentos catastróficos,  
flexão lateral devida à insolação, quando vazia e em orientação próxima a Norte/Sul.



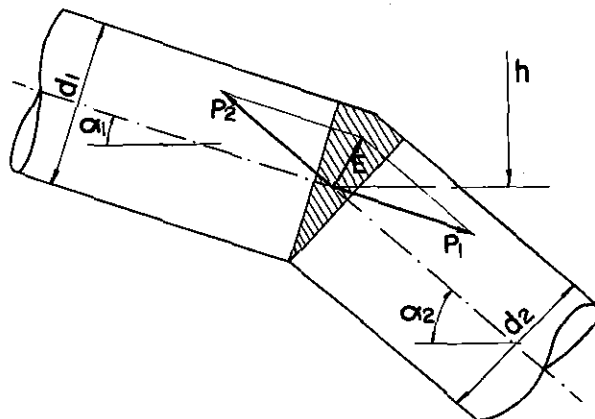
**Figura 6.149** Reforço da zona de apoio no berço, por meio de anéis rígidos sobre sapatas ou pêndulos

Os esforços excepcionais são desprezíveis porque o movimento do terreno pode ser evitado pela escolha de rocha firme para a fundação dos apoios e blocos de ancoragem. Além disso, é difícil avaliar os efeitos de tais movimentos e os esforços por eles causados. Terremotos que possam afetar as tubulações, no Brasil, não acontecem.

Da combinação dos esforços permanentes e ocasionais podem resultar três estados a serem pesquisados:

- tubulação vazia, sob grande variação da temperatura;
- tubulação sob pressão estática correspondente à diferença entre o nível d'água na represa e a altura do eixo da tubulação no bloco a ser estudado;
- tubulação sob pressão estática e dinâmica, principalmente resultante do golpe de ariete.

Geralmente a última combinação produz as maiores solicitações no terreno da fundação, mas é aconselhável levar em conta também as outras das quais, em casos especiais, podem resultar condições mais desfavoráveis.



**Figura 6.150** Esforço esticante num joelho de uma tubulação

Desprezados os pequenos, entram nos cálculos os esforços mais importantes que destacamos a seguir.

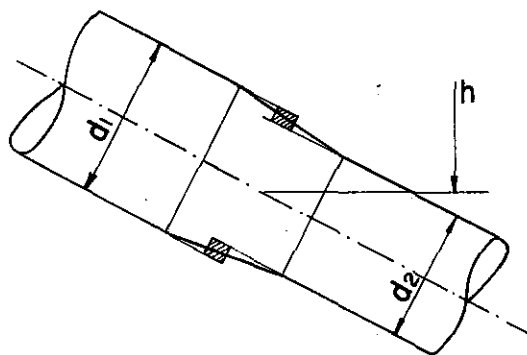


Figura 6.151 Esforço na redução de uma tubulação

*Esforços provenientes da pressão d'água*

a) Esforço esticante no joelho (Fig. 6.150). Supomos que a parte hachurada seja rígida e indeformável. Então, na sua face perpendicular à direção do tubo superior, age o esforço

$$P_1 = \frac{\pi d_1^2}{4} h$$

e na face inferior o esforço

$$P_2 = \frac{\pi d_2^2}{4} h$$

A resultante dos dois esforços  $P_e$  pode ser determinada graficamente. No caso dos diâmetros  $d_1$  e  $d_2$  serem diferentes ( $d_2 < d_1$ ), pressupõe-se que a redução dos diâmetros é feita a montante do joelho ou nele mesmo.

b) Se a redução se encontra a jusante, os dois esforços  $P_1$  e  $P_2$  são idênticos, porém  $P_2$  deve ser diminuído pelo esforço na redução (Fig. 6.151):

$$P'_2 = \frac{\pi h}{4} (d_1^2 - d_2^2)$$

c) Pressão d'água na luva de dilatação (Fig. 6.152). No espaço entre a luva e o tubo age a pressão d'água que atua no sentido de aumentar esse espaço. O esforço correspondente é

$$P_L = \pi d \cdot h \cdot s$$

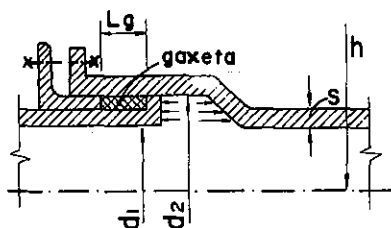


Figura 6.152 Pressão d'água na luva de dilatação

*Esforços paralelos ao eixo da tubulação*

a) Componente do peso próprio da tubulação:

$$L_p = q_p \cdot l \cdot \text{sen } \alpha$$

onde

- $q_p$  = peso do tubo por metro linear,
- $l$  = distância entre a luva de dilatação e o centro do joelho ou da curva,
- $\alpha$  = ângulo do eixo da tubulação com a horizontal.

Teoricamente o atrito nos apoios e na luva de dilatação agem no sentido contrário, porém o atrito pode ser menor que o calculado e, por isso, é mais seguro não levá-lo em conta.

b) Atrito nos apoios:

$$L_a = \left( q_p + \frac{\pi d^2}{4} \right) l \cdot \cos \alpha \cdot \mu_a$$

onde

$$\frac{\pi d^2}{4} = \text{peso d'água na tubulação,}$$

$\mu_a$  = coeficiente de atrito, sendo, em apoios deslizantes de aço, igual a 0,12 e em apoios de rolos ou pêndulo, 0,02.

c) Atrito na luva de dilatação (Fig. 6.152): esse esforço determina-se pela fórmula

$$L_l = \pi d_l \cdot l_g \cdot h \cdot \mu_l$$

onde

- $d_l$  = diâmetro da luva,
- $l_g$  = comprimento da gaxeta,
- $\mu_l$  = coeficiente de atrito, igual a 0,3.

d) Esforços causados pela mudança da temperatura e pela contração transversal: esses esforços são independentes do comprimento da tubulação e se determinam pela fórmula

$$L_t = \pm \omega E \cdot f \cdot t$$

onde

- $\omega$  = coeficiente de temperatura, para aço, igual a 0,000012,
- $E$  = módulo de elasticidade, para aço, igual a 21 000 000 t/m<sup>2</sup>,
- $f$  = área de seção transversal do aço da tubulação, em m<sup>2</sup>,
- $t$  = mudança de temperatura, em centígrados.

O tubo sob pressão d'água se expande radialmente e ao mesmo tempo se contrai paralelamente a seu eixo. Daí resulta o esforço

$$L_c = \frac{\pi d^2}{2m} \cdot h$$

onde  $m$  é o número de Poisson, igual a 3,3, para tubos de aço.

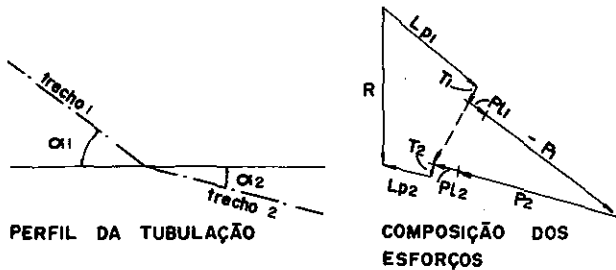
Nas tubulações contínuas, sem luvas de dilatação, esses dois esforços entram no cálculo com seu valor total. Nas tubulações com luvas de dilatação, podem agir apenas até vencerem o atrito nos apoios e nas luvas de dilatação e não devem ser levados em consideração.

*Esforços perpendiculares ao eixo*

Nessa direção, agem apenas as componentes do peso da tubulação e da água nela contida, num com-

primimento igual à metade da distância entre o bloco de ancoragem e o próximo apoio. Esses esforços são desprezíveis em comparação a todos os outros.

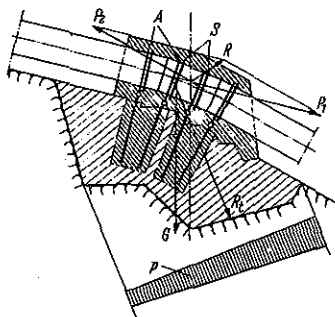
Todos os esforços acima descritos devem ser compostos no esforço resultante, como mostra a Fig. 6.153, que por sua vez é composto pelo peso do bloco de concreto e serve de base para a determinação das solicitações da fundação.



**Figura 6.153** Composição dos esforços, em um trecho de tubulação, para determinação das solicitações de uma fundação de ancoragem

6.6.3.5.4.2 Projeto e construção

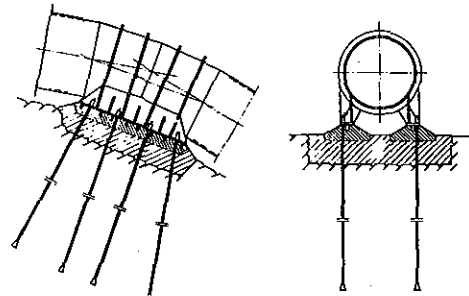
Analogamente à mudança da construção dos apoios de simples blocos de concreto (Fig. 6.148), para reforços de aço da tubulação que descansam sobre rolos ou pêndulos, a construção das ancoragens por meio de blocos de concreto envolvendo completamente os tubos (Fig. 6.154) foi abandonada em favor de construções de aço ancoradas na fundação (Fig. 6.155). Os blocos de concreto precisam forte armação para evitar que o concreto rache ao longo do eixo do tubo, por causa da retração do concreto e da expansão do tubo sob pressão. Tais rachaduras permitem a entrada de água, favorecendo a oxidação do tubo.



**Figura 6.154** Reforços de concreto envolvendo a tubulação, em um bloco de ancoragem

Se a curva for côncava, vista de cima, a resultante terá direção para a fundação e os alicerces de concreto devem ser dimensionados de modo que as solicitações do terreno de fundação fiquem dentro dos limites permitidos. Nas curvas convexas, a resultante terá direção oposta e a tubulação deverá ser ancorada por chumbadores fixados no terreno (Fig. 6.155). Nos casos em que o terreno de fundação não tiver resistência suficiente para isso, usa-se um bloco de concreto cujo peso,

composto com a resultante dos esforços atuantes na tubulação, provocará as solicitações admissíveis.



**Figura 6.155** Construção de aço ancorada na fundação do bloco de concreto

6.6.4 TÚNEIS SOB PRESSÃO

6.6.4.1 Generalidades

Analogamente às tubulações, os túneis podem ser subdivididos em túneis adutores e túneis ou poços forçados. Em princípio, estes dois tipos podem ser tratados sob os mesmos critérios, mas diferem pela inclinação de seu eixo e pela pressão d'água a que estão sujeitos. Além disso, o projeto dos túneis depende essencialmente da qualidade da rocha pela qual devem passar. Intensos estudos geológicos, tanto na superfície quanto por sondagens, que sempre que possível devem atingir o eixo do túnel, servirão de base para o projeto.

6.6.4.2 Diâmetro econômico

Analogamente ao procedimento nas tubulações, o diâmetro econômico de um túnel pode ser determinado usando-se a fórmula

$$d = \frac{320 \cdot 9,81 \cdot \eta \cdot Q_v^3 (W_1 + W_2 b \cdot 8\,760)}{k^2 \cdot W^3}$$

onde

- $d$  = diâmetro do túnel,
- $\eta$  = fator de rendimento da unidade turbina-gerador,
- $Q_v$  = descarga correspondente ao engolimento máximo das turbinas alimentadas pelo túnel,
- $W_1$  = valor de renda, na usina, do kW fornecido, em Cr\$/ano,
- $W_2$  = preço do kWh fornecida pela usina, em Cr\$.
- $b$  = fator que considera a variação da carga durante o ano. Para usina de base, que trabalha as 8 760 horas do ano em plena carga, ou para uma usina de ponta, que utiliza a descarga afluente em algumas horas por dia em plena carga, o fator  $b$  é igual a 1,0, enquanto que, numa usina com fator de carga igual a 0,5 e forma regular do diagrama de carga,  $b$  assume o valor de 0,25.

$k$  = coeficiente de rugosidade na fórmula de Chezy, que pode ser calculado pela forma de Kutter

$$\frac{100 \sqrt{R}}{m + \sqrt{R}}$$

onde  $m$  pode ter os seguintes valores:

Revestimento do túnel	$m$
Aço	0,1
Concreto com formas de aço	0,2
Concreto com formas de madeira	0,45
Concreto projetado	1,00
Rocha bruta	1,60

$W_3$  = aumento (ou diminuição) do custo anual de 1 m do túnel correspondente a um certo aumento (ou uma certa diminuição) do seu diâmetro, em relação ao diâmetro inicialmente previsto. O custo anual compõe-se dos juros sobre o capital investido e a amortização, reservas para consertos ou renovações e despesas de manutenção.

Analogamente ao que foi explicado no item 6.6.3.3 sobre o diâmetro econômico, a fórmula pode ser simplificada:

$$d = 11,545 \sqrt{\frac{Q_v^3 \cdot W_2}{k^2 \cdot W_3}}$$

### 6.6.4.3 Cálculos hidráulicos

No que diz respeito aos cálculos hidráulicos indica-se, na íntegra, o que foi dito no item 6.6.3.4 sobre cálculos hidráulicos das tubulações, com a restrição às fórmulas de Colebrook que são usadas para tubulações e revestimentos dos túneis com relativamente pequena rugosidade, porém não para túneis sem revestimento ou com apenas uma gunitagem da rocha. A tabela da rugosidade absoluta  $K$  deve ser ampliada para os revestimentos de concreto, conforme o indicado na seguinte tabela:

Qualidade do revestimento	$K$ , em mm
Concreto com reboco a colher	0,1
Concreto, formas de aço	0,2 a 0,9
Concreto com reboco de gunita	1 a 4
Concreto, formas regulares de madeira	5 a 10

No cálculo hidráulico de túneis em rocha bruta ou com revestimento de gunita ou concreto projetado que acompanha as irregularidades, deve ser aplicada a fórmula de Manning-Strickler e os valores do fator  $k_s$ , podem ser tirados da tabela da Fig. 6.118.

### 6.6.4.4 Túneis adutores

#### 6.6.4.4.1 TRAÇADO DOS TÚNEIS

O traçado dos túneis deve respeitar as diretrizes desenvolvidas a seguir.

Logicamente o túnel deve representar a ligação mais curta entre a tomada d'água e a casa de força. Porém deve ser levado em conta que o prazo da construção depende do progresso diário, em cada frente de ataque da escavação, e conseqüentemente da concretagem do revestimento cujo ritmo pode ser adaptado ao da escavação. A construção de túneis adutores compridos, atacados somente nas duas extremidades, é muito demorada, e para poder entrosá-la no cronograma das outras obras precisa-se da abertura de mais frentes de ataque.

Os túneis ou janelas de acesso a esses pontos devem ser curtos, para se poder reduzir seus custos ao mínimo possível. O traçado em planta, por isso, deve procurar lugares onde podem ser localizadas tais janelas auxiliares, mesmo que o eixo do túnel abandone a linha reta e aumente um pouco o seu comprimento total. No projeto das janelas, devem ser consideradas as possibilidades do transporte do material escavado (uma inclinação da janela pode encarecer consideravelmente o custo do transporte), a possibilidade e a distância de depósito desse material e a construção das estradas de acesso às bocas das janelas e aos acampamentos.

No corte longitudinal, o túnel deve ser traçado de maneira que o ponto mais alto do perfil transversal sempre fique com certa segurança abaixo da linha de pressão, no caso mais desfavorável. Isto acontece quando o nível d'água alcança o *minimu minimorum*, tanto na represa quanto na chaminé de equilíbrio, no caso de brusco aumento da carga das turbinas. O grau desse aumento será discutido no item que trata da chaminé de equilíbrio. A ligação destes dois pontos representa a linha energética e a linha de pressão situa-se pelo valor de  $v^2/2g$  mais baixo, onde  $v$  significa a velocidade no túnel adutor com descarga máxima.

Traçado assim, o túnel tem declividade constante para jusante. Isso dificulta o esgotamento das águas no trecho em que a construção progride no sentido de montante para jusante, e exige bombeamento constante. Para se evitar esse inconveniente, pode-se variar o eixo do túnel de maneira que os diversos trechos tenham caída para o ponto de ataque. Porém, desse modo, quando em carga, podem acumular-se bolhas de ar nos pontos altos das variações de nível, o que aumentará a perda de carga.

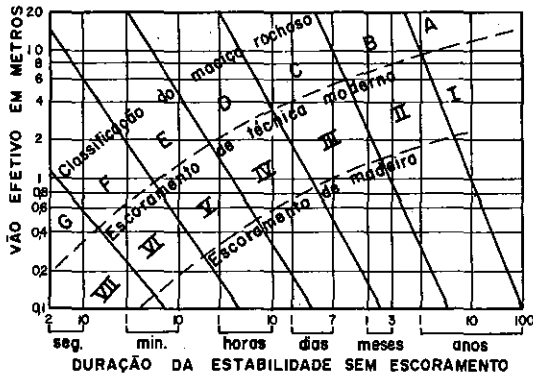
#### 6.6.4.4.2 DESENHO DO REVESTIMENTO DO TÚNEL

##### 6.6.4.4.2.1 Generalidades

Apesar deste livro se restringir ao projeto e não à construção: propriamente dita, neste item serão descritos os métodos de escavação, pois têm grande importância na elaboração do projeto.

A Fig. 6.156 com sua legenda indica uma classificação das qualidades do maciço rochoso e o tipo de escoramento adequado. A classificação facilita a escolha de técnica moderna de escoramento, hoje em dia aplicada em larga escala em todo o mundo. A parte inferior da figura mostra uma impressão visual da aplicação possível desses tipos de escoramento ou revestimento. A qualidade da rocha a ser atravessada deve ser avaliada previamente por um geólogo competente, mas, mesmo

assim, na escavação do túnel sempre podem ser encontrados trechos de qualidade pior que a prevista. Por isso, o empreiteiro deve estar preparado para esses casos imprevistos, a fim de tomar as providências necessárias, sem perda de tempo. Como indica a figura, as tensões eventualmente existentes na rocha precisam certo tempo para serem ativadas e produzir, assim, desabamentos. Por isso, o escoramento ou revestimento deve ser executado o mais depressa possível depois da escavação de certo trecho. Contra essa regra peca-se muitas vezes, seja por ignorância, seja por descuido ou leviandade.



- A - Estável
- B - Caída de blocos
- C - Extensa caída de blocos
- D - Fraturando-se
- E - Fraturando-se fortemente
- F - Manifestação de tensões no maciço
- G - Manifestação de fortes tensões
- I - Não necessário
- II - Concr. proj. 20,3 cm, ou chumb. dist. 1,50 a 2,0 m, apenas na calota
- III - Concr. proj. 30,5 cm, ou chumb. dist. 1,00 a 1,5 m com malha na calota
- IV - Concr. proj. 50,7 cm, com armação de malha ou chumb. dist. 0,70 a 1,0 m com malha de arame e conc. proj. 3 cm
- V - Concr. proj. 70,15 cm, com armação de malha ou chumb. dist. 0,50 a 1,2 m com concr. proj. 3,05 cm, ou cambotas
- VI - Concr. proj. 150,20 cm, com armação e cambotas
- VII - Cambotas, ev. escoramento da frente da escavação

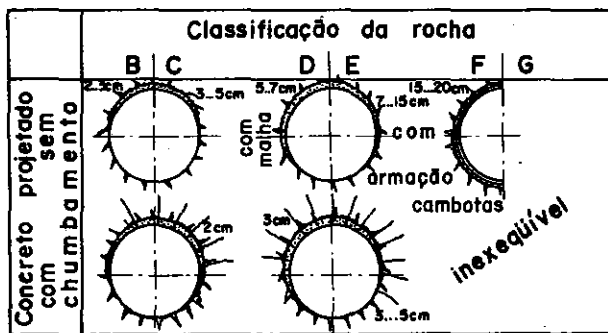


Figura 6.156 Classificação das qualidades do maciço rochoso e o tipo de escoramento adequado na perfuração de um túnel

Sobre a figura é necessário fazer, ainda, alguns comentários. O termo *vão efetivo* deve ser entendido ou como a largura do túnel, ou como a distância entre a frente da escavação e a parte já escorada ou revestida do túnel. Sobre a qualidade de uma rocha estável (classe A, na figura) não existem dúvidas. São rochas maciças, pouco fendilhadas, e os túneis ou cavernas nelas abertos ficam muitos anos estáveis sem revestimento das paredes ou do teto. São rochas como granito, gnaiesses compactos, basaltos maciços e pouco fendilhados e outras.

A classe B compreende rochas com fendilhamento mais pronunciado nas quais existe o perigo de blocos

se desprenderem da calota. As rochas das classes D e E têm estrutura frouxa, de modo que se desagregam na calota, caindo em blocos, até que se forma uma abóbada natural no maciço rochoso. As rochas das classes F e G são plásticas, como rochas completamente decompostas, arenosas e argilosas. Se for possível, deve-se evitar a construção de túneis nesses materiais.

A técnica moderna de escoramento e de revestimento dos túneis consiste no emprego de concreto projetado, eventualmente com armação, e de chumbadores. Esses métodos têm a grande vantagem de que, depois de serem executadas as medidas de proteção, todo o vão do túnel está livre para o movimento dos veículos e para a construção do revestimento definitivo.

6.6.4.4.2 Esforços atuantes no revestimento

O revestimento de um túnel é solicitado por esforços atuantes de fora e de dentro. Os de fora podem ser as pressões da rocha, de água subterrânea e eventualmente da pressão exercida por injeções e os de dentro, a pressão da água.

É muito difícil avaliar de antemão a existência e a magnitude dos esforços externos. Até o início deste século, os autores indicaram apenas valores empíricos da pressão em t/m<sup>2</sup>, diferentes para o estado imediatamente depois da escavação e para mais tarde. Publicações mais recentes levam em consideração o fato de que, acima do teto do túnel, forma-se uma abóbada natural, no maciço rochoso, em forma parabólica e somente o material entre essa abóbada e o teto do túnel pode exercer uma pressão sobre o revestimento. Na tabela seguinte, elaborada com base na publicação de Terzaghi, constam valores que podem servir para eventuais estudos.

Classificação do maciço rochoso	Pressão da rocha por m <sup>2</sup> , em m de uma coluna com peso específico da rocha
A	0 a 0,5b
B	0 a 0,25b
C	0,25b a 0,35c
D	0,35c a 1,1c
E	1,1c
F	1,1c a 2,1c
G	2,1c a 4,5c

b = metade do vão, h = altura da abertura, c = b + h, cobertura rochosa ≥ 1,5c

Estaticamente, o revestimento dos túneis com seção circular — quase sem exceção usada nos túneis de usinas hidrelétricas — representa um anel solicitado por esforços externos, principalmente verticais, na metade superior, impedido de deformação lateral pela rocha e apoiado no fundo de maneira indefinida. Geralmente se desiste de tentativas de cálculos exatos e contenta-se com a aplicação da regra empírica que define a espessura do revestimento de concreto, se for necessário, em 8% do diâmetro.

A pressão d'água exterior ainda é menos conhecida. Caso se trate de água subterrânea dentro das

fendas do maciço rochoso, o lençol freático pode ser verificado apenas com sondagens que atinjam a profundidade do eixo do túnel. Mas a pressão pode ser produzida pela água que percolou por rachaduras no revestimento, enchendo as fendas da rocha. Quando o túnel é esvaziado para inspeção ou reparos, a carga exterior pode alcançar o valor da pressão da água no túnel antes do esvaziamento. Se a pressão atuasse em todo o perímetro, o revestimento, dimensionado contra a mesma pressão interna, em todos os casos, poderia resistir à pressão externa e o concreto seria solicitado devido à compressão. Porém é pouco provável que exista uma fenda em todo o perímetro entre o revestimento e a rocha, de modo que no revestimento surjam também momentos flectores. Mas, em geral, um revestimento de concreto deve ter espessura suficiente para resistir às solicitações desses momentos.

Na escavação do túnel quase sempre se encontram camadas da rocha por onde se infiltra água, que deve ser drenada até a boca ou a próxima janela auxiliar. Logicamente pode surgir a idéia de aproveitar estes canais ou tubos para drenagem da rocha que circunda o túnel em estado definitivo. Mas é duvidoso que essas drenagens, de algumas centenas de metros de comprimento, fiquem desentupidas por toda sua vida sem necessidade de limpeza.

Por outro lado, via de regra, executam-se injeções de cimento, pelo menos em grande parte do perímetro do túnel, que anulam parcialmente o efeito da drenagem. O canal de drenagem representa sempre um ponto fraco do revestimento; por isso aconselha-se enchê-lo, se for necessário, por injeção de argamassa.

Ao contrário do que acontece nos esforços externos, a pressão d'água interna pode ser definida exatamente. Nos túneis adutores, a linha de pressão é representada pela reta que liga os níveis d'água máximos na represa e na chaminé de equilíbrio. Nos túneis ou poços forçados, a linha de pressão liga o nível d'água máximo na chaminé à cota do nível d'água estático na entrada para a turbina, aumentada por uma porcentagem que será fixada pelas condições de regulação da turbina e que se chama golpe de ariete.

#### 6.6.4.4.2.3 Dimensionamento do revestimento

O revestimento de um túnel ou poço tem três finalidades importantes:

- a) resistir aos esforços externos e internos,
- b) servir de órgão vedante que impeça a fuga da água,
- c) diminuir a rugosidade do perímetro molhado.

Anteriormente foi mencionado que a definição da grandeza dos esforços externos é muito vaga. Apenas a pressão pelas injeções pode ser avaliada com mais segurança. A finalidade e o efeito dessas injeções serão abordados mais adiante.

Analisando-se a segunda finalidade do revestimento, precisa lembrar-se o que foi indicado no item 6.2.4.4, no que diz respeito à importância da perda de água. Nas usinas hidrelétricas com queda de apenas algumas dezenas de metros e grandes descargas, como as que prevalecem no Brasil, a perda d'água em quantidade que poderia ser diminuída sem grandes despesas

na construção, é desprezível. Porém a água saindo do túnel e percolando pelas fendas da rocha pode produzir efeitos nocivos. A água constantemente renovada dissolve, por exemplo, certos calcários e forma assim canais e até cavernas de grande tamanho, efeito este chamado carstificação. Esse processo é lento, mas com o tempo pequenas fendas podem ser aumentadas e conseqüentemente a percolação, até assumir uma quantidade inadmissível.

O projeto do revestimento deve ser feito com particular cuidado, especialmente se o túnel passa por rochas solúveis pela água produzindo agressividade dela ao concreto. Outros minerais, por exemplo, o anidrito, aumentam o volume. Mas, mesmo em rochas sem essas qualidades químicas, a pressão d'água nas fendas pode produzir efeitos perigosos com a tendência de abrir as fendas. Pode resultar um afrouxamento da contextura do maciço rochoso, produzindo deslizamentos, principalmente quando a pressão intersticial chega até a encosta de um vale.

Em diversos túneis construídos na primeira metade deste século, sob pressão interna de 100 a 150 m de coluna d'água, abriu-se no vértice do revestimento uma rachadura longitudinal que se fechou outra vez poucos dias depois da retirada da pressão, mostrando a elasticidade da rocha.

Todos esses fatos demonstram que a maioria dos túneis precisa de um revestimento. Apenas em rochas da classe A ou B, sem qualidades químicas perigosas, um túnel com pressão de apenas algumas dezenas de metros pode ficar sem revestimento, compensando-se a grande rugosidade das paredes com um aumento do diâmetro e a redução correspondente da velocidade d'água, ou eventualmente com uma gunitagem da rocha, suavizando-se, assim, as formas da rocha bruta.

O material do revestimento pode ser concreto simples, concreto armado ou concreto com blindagem de aço.

O grande defeito do concreto armado consiste no fato de que a resistência do aço da armação só pode ser aproveitada completamente apenas quando o concreto fissura, em desacordo com a finalidade principal do revestimento.

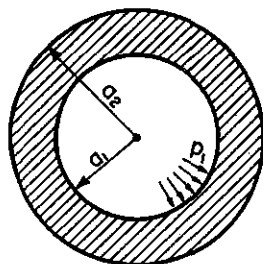
A blindagem de aço é muito dispendiosa e aplica-se, apenas, em túneis sob alta pressão interna, onde os outros tipos de revestimento não resistem ou a altura das camadas da rocha acima do túnel não é suficiente para resistir à pressão d'água do túnel. Por isso, vamos tratar em primeiro lugar do revestimento de concreto simples. Somente num maciço rochoso das classes A e B, não será necessário revestimento se a rocha for suficientemente impermeável; a pressão d'água no túnel é baixa e eventuais fugas d'água inevitáveis não podem produzir efeitos nocivos. Nesses casos, apenas a altura  $h$  da rocha sobreposta limita a pressão admissível  $p$ , segundo a fórmula

$$p = m \cdot h \cdot \gamma,$$

onde  $p$  é em  $t/m^2$ ,  $h$  em m,  $\gamma$  o peso específico aparente, em  $t/m^3$ . O coeficiente  $m$  pode variar entre 1 e 2. Muitas medições em maciços rochosos provaram que a suposição da distribuição hidrostática das pressões, num maciço rochoso naturalmente protendido, é mais ou menos certa. Nesse caso, o coeficiente  $m$  assume o

valor 2. Porém medições efetuadas no Canadá, numa tubulação de concreto debaixo de um pesado enrocamento, mostraram uma distribuição das pressões correspondentes a um valor do coeficiente  $m$  menor que 2.

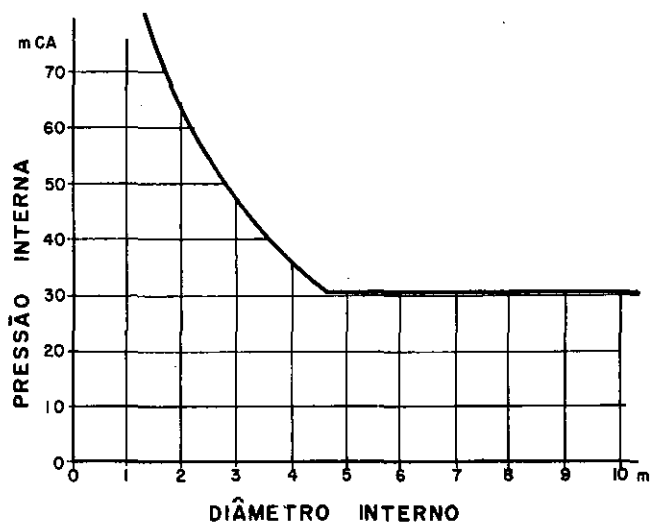
A aplicação do valor 2 pressupõe superfície completamente horizontal do maciço rochoso, o que acontece raras vezes. Assim é melhor, para maior segurança, efetuar-se o cálculo com um valor menor que 2, por exemplo, 1,5. Nos casos em que o túnel acompanha paralelamente as encostas íngremes de um vale, deve ser aplicado outro cálculo, fazendo-se a suposição de que a rocha no vértice do túnel seja verticalmente partida por uma fenda, onde age a pressão d'água correspondente àquela existente no túnel e esse esforço tenta deslocar o terreno, entre o túnel e o vale, sobre um plano que coincide com o fendilhamento ou a estrutura xistosa da rocha. O atrito nesse plano deve contrabalançar esse esforço.



**Figura 6.157** Tubo com parede grossa solicitado por pressão interna

O projetista sempre deve lembrar-se que eventuais consertos de um túnel danificado são muito dispendiosos, principalmente porque durante os reparos a usina fica paralizada. Por isso, se existir a menor dúvida sobre a resistência necessária da rocha, será melhor prever um revestimento do concreto. Esse revestimento pode ser considerado como um tubo circular com parede grossa. As fórmulas seguintes servem para o dimensionamento.

a) *Tubo com parede grossa solicitado por pressão interna*



**Figura 6.158** Pressão interna admissível de um tubo, em relação ao seu diâmetro

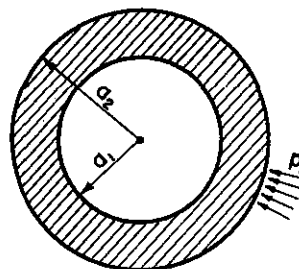
Sem serem considerados os momentos resultantes do peso próprio e dos esforços do apoio, como indica a Fig. 6.157, as sollicitações tangenciais são

$$\sigma_1 = p_1 \frac{a_1^2 + a_2^2}{a_2^2 - a_1^2}$$

e

$$\sigma_2 = p_1 \frac{2a_1^2}{a_2^2 - a_1^2}$$

Pressupondo-se que a tensão admissível do concreto importe em 20 kg/cm<sup>2</sup> e a espessura da parede em 1/12 do diâmetro do tubo (mas não menos que 40 cm) que o espaço entre a rocha e a forma seja necessária para o bom adensamento do concreto, a pressão interna admissível em relação ao diâmetro do tubo é aquela que está indicada na Fig. 6.158.



**Figura 6.159** Tubo com parede grossa solicitado por pressão externa

b) *Tubo com parede grossa solicitada por pressão externa*

De acordo com a Fig. 6.159:

$$\sigma_1 = -p_2 \frac{2a_2^2}{a_2^2 - a_1^2}$$

$$\sigma_2 = -p_2 \frac{a_2^2 + a_1^2}{a_2^2 - a_1^2}$$

c) *Tubo duplo*

Dois tubos concêntricos que em seu contato podem transmitir todos os esforços um ao outro formam um tubo duplo (Fig. 6.160). O revestimento do túnel pode ser considerado como um tubo interno, enquanto a espessura do tubo externo é infinita. Então  $a_3 = \infty$ ,  $p_3 = 0$  e a pressão  $p_2$ , no contato dos dois tubos,

$$p_2 = 2p_1 \frac{\frac{1}{k_2 - 1}}{(m_1 - 1) \cdot k^2 + (m_2 + 1) + \frac{m_2 + 1}{m_2} \cdot \lambda}$$

onde

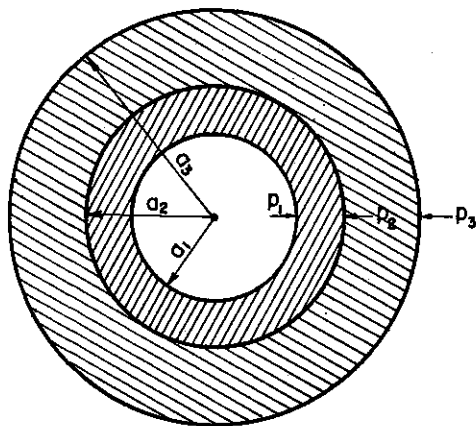
$$k = a_2/a_1,$$

$m_1$  = coeficiente de contração transversal do material do tubo interno,

$m_2$  = coeficiente de contração transversal do material do tubo externo,

$\lambda = E_1/E_2$ , onde  $E_1$  e  $E_2$  significam os módulos de elasticidade dos materiais do tubo, interno e externo respectivamente.





**Figura 6.160** Dois tubos concêntricos que em seu contato devem transmitir todos os esforços de um para o outro

Calculando-se as tensões no revestimento devidas à pressão interna, segundo a fórmula indicada em a), e as pressões devidas à pressão externa, segundo a fórmula indicada em b), adotando-se a pressão externa determinada pela fórmula c) e sobrepondo-se os dois estados, obtêm-se as solicitações resultantes.

Essa hipótese é aplicada geralmente no dimensionamento do revestimento, apesar de suas bases serem muito duvidosas.

O contato íntimo entre o tubo interno, o revestimento, e o tubo externo, a rocha, somente pode ser efetuado por injeções, cujo efeito é duvidoso ou, pelo menos, incontrolável.

Os resultados das fórmulas são exatos apenas para materiais homogêneos, o que não é o caso do maciço rochoso. Enquanto o módulo de elasticidade e o coeficiente de contração lateral do concreto podem ser determinados de forma relativamente fácil, este não é o caso no que diz respeito ao maciço rochoso. As deformações da rocha são parcialmente elásticas e parcialmente plásticas. Além disso, esses valores podem variar ao longo do túnel, mesmo situado na mesma espécie da rocha.

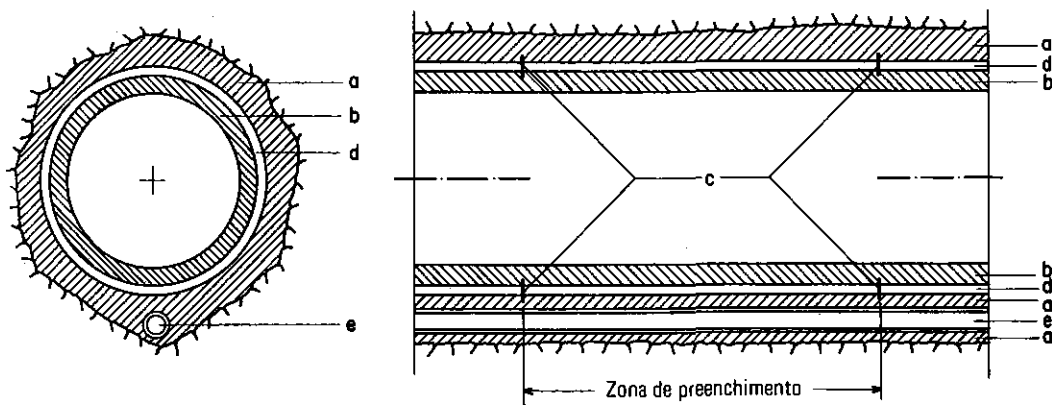
Considerando-se que o aço, como parte do concreto armado, está mal-aproveitado, já no segundo decênio deste século os engenheiros estudaram as possibilidades de compensar a pequena resistência à tração do concreto pela protensão.

Os métodos de se conseguir essa finalidade, pela protensão de fios de aço dentro do concreto, foram abandonados depois de uma única aplicação e foram desenvolvidos sistemas que pretendem produzir a protensão do concreto por injeção de argamassa num espaço entre o revestimento e a rocha, usando, assim, o maciço rochoso como apoio. Um sistema aplicado muitas vezes na Áustria, Itália e Alemanha, consiste num revestimento provisório da rocha e a posterior construção do revestimento definitivo, deixando um espaço entre os dois, que depois do endurecimento do revestimento interno será enchido com argamassa sob pressão. A Fig. 6.161 ilustra esquematicamente esse procedimento.

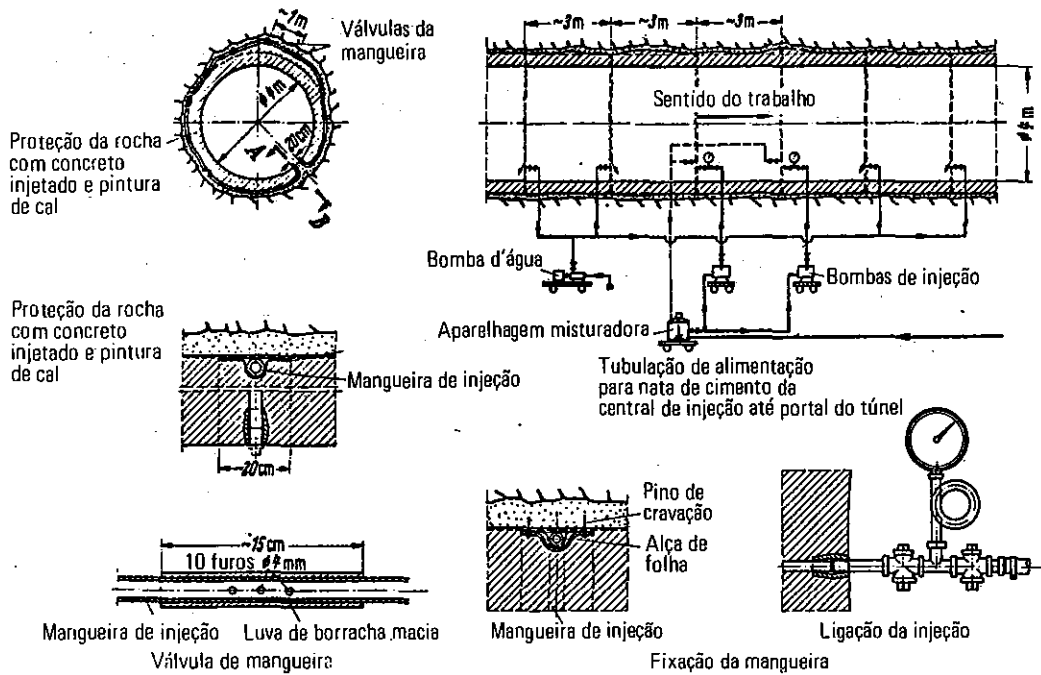
O revestimento interno é composto de blocos de concreto pré-fabricados, com saliências adequadamente distanciadas que se apóiam contra o revestimento externo. A injeção de argamassa no espaço assim criado produz uma compressão tangencial no revestimento interno que compensa, pelo menos parcialmente, as tensões devidas à pressão d'água interna do túnel em operação. Túneis com até cerca de 6 m de diâmetro interno foram construídos com protensão segundo esse método.

A confecção do revestimento externo, com superfície interna exatamente cilíndrica, a construção do revestimento interno de blocos de concreto com dimensões adequadas, em túneis com grande diâmetro e alta pressão d'água, além de muito pesados, representam uma construção cara e demorada. Por isso, foram estudados métodos de protensão hidráulica que pudessem conseguir o mesmo efeito com menor custo. Desenvolveu-se, na Áustria, o procedimento a seguir.

Depois de executada a escavação, a rocha é regularizada por uma camada de concreto projetado onde são fixados, distanciados de 2 a 4 m, anéis verticais constituídos em mangueiras plásticas, meio-rígidas, para futuras injeções, com saídas em forma de válvula (Fig. 6.162); essas saídas cobertas de folhas plásticas de PVC para facilitar a propagação da massa injetada. Depois concretiza-se o revestimento definitivo, mas antes o concreto projetado é pintado com uma tinta para impedir que o concreto definitivo grude no concreto projetado. Testes verificaram que uma pintura de cal dá os melhores resultados. Assim fica uma fenda entre as duas camadas. Depois do endurecimento do concreto, injeta-se calda de cimento, sob pressão de até



**Figura 6.161** Sistema para protensão do concreto por injeção de argamassa entre o revestimento e a rocha. a Revestimento da rocha; b anel nuclear; d anel de preenchimento; e drenagem



**Figura 6.162** Método para injeção de concreto em construção de revestimento de túnel

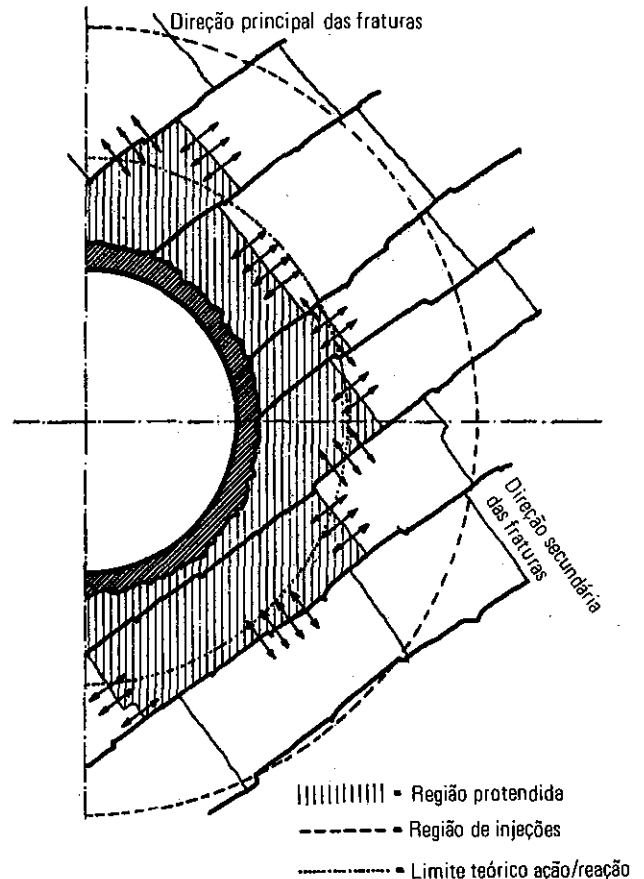
o dobro da pressão interna, observando-se os limites da pressão da injeção fixados em base à altura da rocha sobreposta.

Tal método, porém, deve ser aplicado em rochas muito compactas, sem fendas ou rachaduras, que, por isso, não podem ser injetadas. Ao contrário, em rochas fendilhadas, não se precisa das construções mais ou menos complicadas descritas no parágrafo anterior, bastando injeções que garantam boa ligação entre o concreto e a rocha, até a pressão desejada. Supondo-se que a resistência à tração do concreto seja de  $20 \text{ kg/cm}^2$ , os módulos de elasticidade do concreto e da rocha sejam iguais, os coeficientes de contração transversal também iguais a 5 e a espessura do revestimento igual à duodécima parte do diâmetro interno do túnel, então a pressão interna permissível, calculada pelas fórmulas anteriormente indicadas, é de  $18 \text{ kg/cm}^2$ , igual a 180 m de coluna d'água (CA).

Essas condições ideais não existem na natureza. O módulo de elasticidade da rocha é o fator, neste cálculo, cuja determinação representa a tarefa mais difícil e insegura. Além disso, sendo as deformações da rocha parcialmente elásticas e parcialmente plásticas, suas qualidades muitas vezes mudam, em seções transversais do túnel pouco distanciadas, e mudam mesmo dentro de uma seção, em dependência da estratificação ou xistosidade da rocha. As injeções de cimento melhoram a qualidade da rocha ou, pelo menos, restabelecem o estado antes do afrouxamento produzido pelo uso de explosivos na escavação.

Logicamente, apresentou-se a idéia de aproveitar as injeções para protender o concreto do revestimento e da rocha vizinha, aplicando-se pressões altas, até o dobro da pressão d'água interna. A calda de cimento entra sob grande pressão nas fendas da rocha, abrindo-as e comprimindo tanto a rocha quanto o concreto do revestimento, como mostra esquematicamente a Fig. 6.163. O procedimento é o seguinte: na primeira etapa,

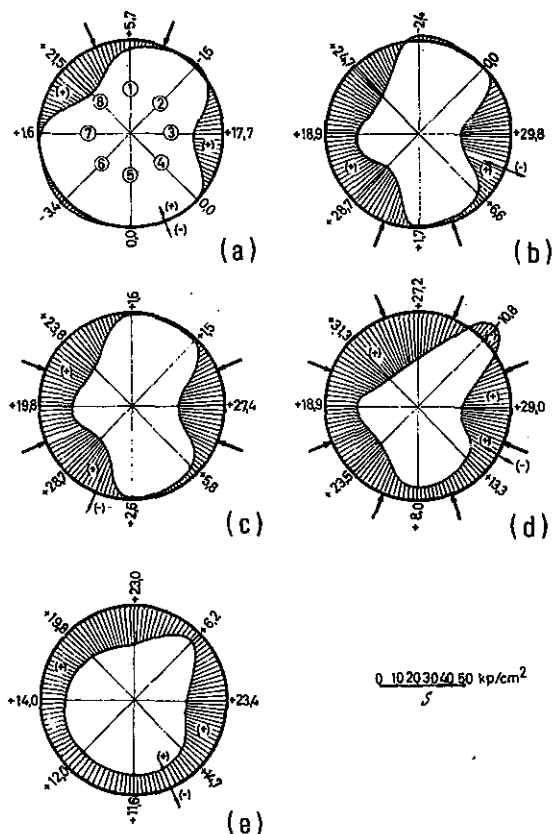
fura-se o revestimento entrando alguns decímetros na rocha e injeta-se com baixa pressão, cerca de  $4 \text{ a } 5 \text{ kg/cm}^2$ , com a finalidade de encher cavidades existentes entre o concreto e a rocha. Depois são executados



**Figura 6.163** Indicação esquemática do efeito da protensão do concreto e da rocha vizinha

os furos para as injeções com alta pressão. Os furos penetram de 3 a 5 m na rocha, e a distância entre eles depende da qualidade da rocha.

Fendas finas e esparsas necessitam distância menor, devido à pequena penetração das injeções. A distância entre os pontos finais dos furos na rocha deve variar entre 3 e 5 m, dependendo da qualidade da rocha. Os furos geralmente são executados assim que atravessam, se for possível perpendicularmente, o fendilhamento principal e devem ser lavados com água sob alta pressão que abra as fendas. Se as fendas estão cheias de material argiloso, a água de lavagem deve conter um detergente que dissolva a argila. Os furos assim lavados são injetados de calda de cimento, eventualmente contendo 1% de bentonita e 1% de um aditivo plastificante. Para se obter uma protensão, a mais uniforme possível em todo o perímetro do túnel, é muito importante que pelo menos todos os furos de uma seção transversal sejam injetados simultaneamente e, se for possível, os furos de uma ou duas seções vizinhas. Publicações sobre tais injeções de protensão indicam que até 32 furos foram injetados simultaneamente. Sobre o problema da necessidade de se manter a pressão nos furos até a pega do cimento, divergem as opiniões. Alguns autores alegam que os grãos do cimento se depositam nas fendas, formando um esqueleto incompressível do qual sai a água, e, por isso, não é necessário manter-se a pressão.



**Figura 6.164** Resultado das medições de protensão executadas num túnel experimental

Muitos testes confirmaram a eficiência desse procedimento. A Fig. 6.164 representa os resultados das medições executadas num túnel experimental na lugos-

lávia. Os valores positivos indicam compressão, os negativos, tração. As medições foram feitas para diversos estados das injeções. Na figura, (a), (b) e (c) representam as tensões no concreto durante as injeções de consolidação sob pressão de  $15 \text{ kg/cm}^2$ ; (d) indica as tensões imediatamente depois das injeções de protensão, sob pressão de  $30 \text{ kg/cm}^2$ ; e (e), as tensões verificadas 8 dias depois. É muito interessante que, com o tempo, as tensões se equilibrem e que a tração medida imediatamente depois das injeções desapareça e se transforme em compressão.

A Fig. 6.165 mostra os diagramas das tensões no concreto e as pressões internas durante um enchimento experimental de um túnel de 3,5 m de diâmetro. Interessante é a influência da temperatura d'água no enchimento, mas o mais importante resultado consiste no fato de que o revestimento e a rocha vizinha são completamente elásticos. A pequena diferença da protensão, no começo e no fim do ensaio, podia ser interpretada com uma deformação plástica mínima que foi compensada por injeções complementares.

Nos túneis da Usina de Xavantes, verificaram-se infiltrações, demonstrando falhas nas injeções anteriormente feitas. Por essa razão, resolveu-se repetir as injeções e, em certos trechos, efetuar injeções experimentais para se verificar o efeito da protensão por meio de injeções sob alta pressão. Foi aplicada a pressão de  $30 \text{ kg/cm}^2$ . Constatou-se que a protensão desejada foi conseguida numa certa seção quando a seção seguinte foi injetada. Verificou-se que a protensão variou consideravelmente no perímetro do túnel, o que pode ser esclarecido pela irregularidade das injeções primitivas e pelo fato de que somente uma parte dos furos situados numa seção foram injetados simultaneamente.

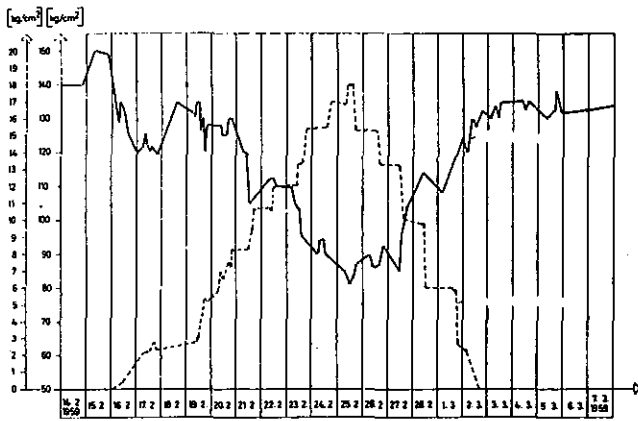
Caso o túnel se aproxime muito da superfície do terreno, de modo que o peso da camada rochosa sobreposta não possa equilibrar a pressão d'água no túnel ou das injeções, o túnel deve ser blindado por um revestimento de aço. A escavação deve ter diâmetro que, em volta da blindagem, fique suficientemente grande, para garantir a concretagem cuidadosa posterior no espaço entre o tubo de aço e a rocha. Geralmente colocam-se trilhos no piso do túnel escavado, sobre os quais serão transportados os tubos de tamanho adequado para o manuseio. Depois os tubos serão internamente ligados por solda elétrica. O dimensionamento e o desenho de tais blindagens serão tratados juntamente com os dos poços forçados, no item seguinte.

## 6.6.4.5 Poços forçados

### 6.6.4.5.1 TRAÇADOS DOS POÇOS

Projeta-se um poço forçado se tiver vantagens econômicas e técnicas, em relação a uma tubulação forçada construída a céu aberto. Os poços quase em via de regra são blindados por tubo de aço. A blindagem transmite a pressão d'água parcialmente à rocha, de modo que pode ser mais leve do que a tubulação a céu aberto.

As condições topográficas e geológicas ou geométricas influem também na escolha do tipo do órgão adutor: encostas íngremes e acidentadas do vale podem



**Figura 6.165** Diagrama das tensões no concreto e das pressões internas, durante o enchimento experimental de um túnel com 3,5 m de diâmetro

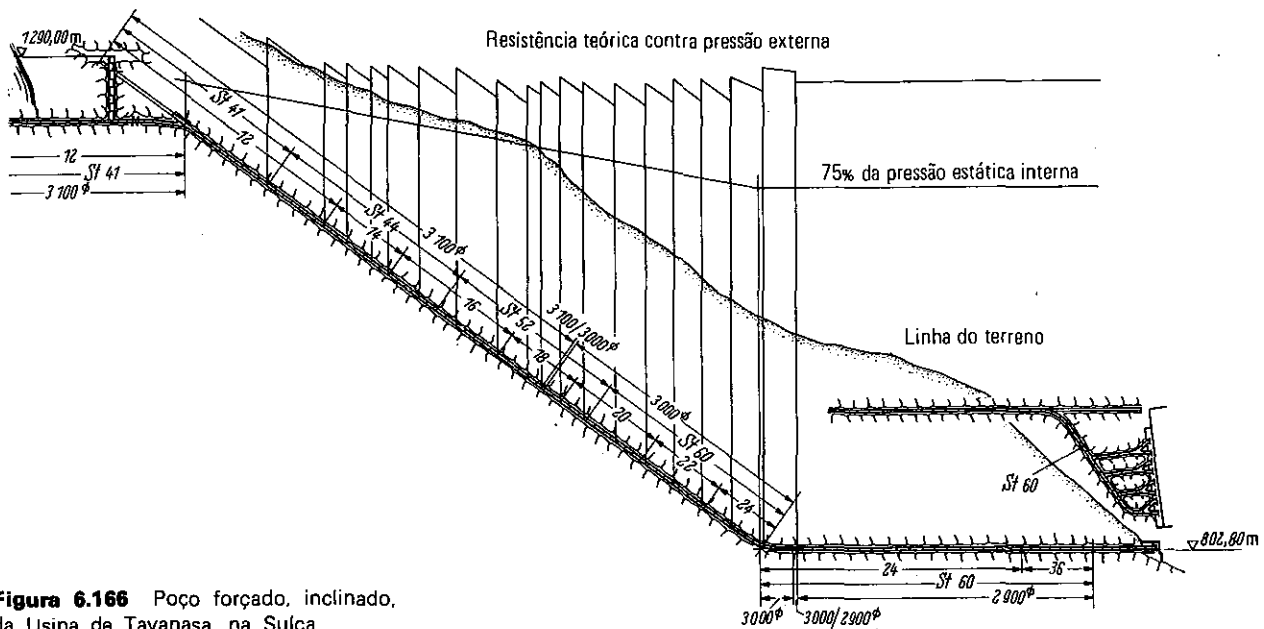
exigir um traçado comprido com muitos blocos de ancoragem; o terreno pode ser sujeito ao perigo de deslizamentos e da queda de pedras ou, em regiões com neve, de avalanches, o que exige construções especiais e dispendiosas. Em todos esses casos, deve ser feito um estudo comparativo que muitas vezes demonstra a superioridade econômica do poço forçado, aprovada pelas inúmeras usinas hidrelétricas, em todo o mundo, com esse tipo de conduto forçado.

O projetista está relativamente livre na determinação do traçado do poço, que teoricamente pode ter qualquer inclinação em relação ao plano horizontal e pode ser até vertical. Porém a experiência mostrou que a escavação de um poço vertical com profundidade de, às vezes, algumas dezenas de metros é muito mais cara que a de um poço com inclinação de aproximadamente 45°. A posição vertical, anteriormente muito usada nos países escandinavos, principalmente para poços de pequena profundidade, hoje em dia desapareceu quase completamente dos projetos mais modernos. As Figs.

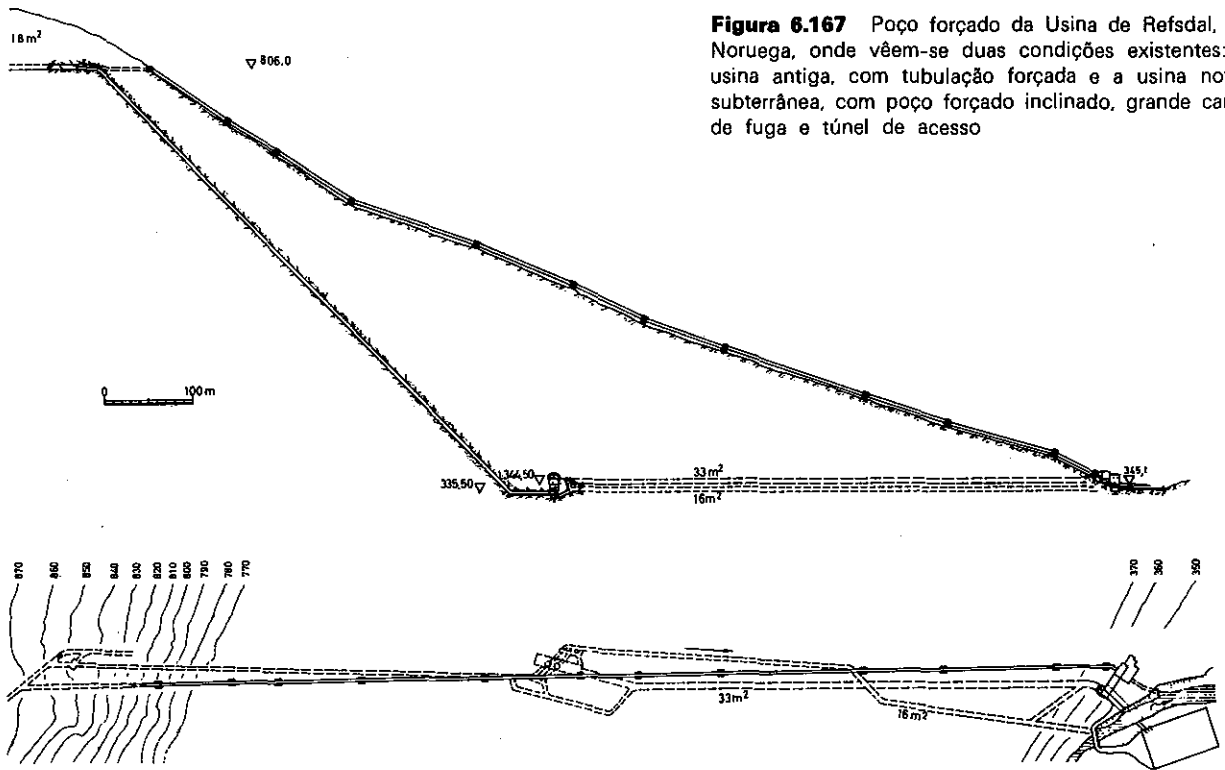
6.166 a 6.169 mostram os perfis longitudinais dos poços de algumas usinas existentes.

A casa de força da Usina de Tavanasa, na Suíça (Fig. 6.166), é uma construção convencional ao ar livre. O traçado do túnel acompanha aproximadamente em certa distância a superfície do terreno e exige, assim, um trecho relativamente comprido de um túnel, em posição horizontal, ligando o poço à casa de força. Os traçados desenhados nas Figs. 6.167 e 6.169 evitam esse inconveniente pela construção da casa de força numa caverna situada imediatamente no pé do poço. A Usina de Refsdal na Noruega (Fig. 6.167) representa um exemplo interessante: a usina velha, construída nos anos de 1954 a 1958, tem tubulação forçada e casa de força a céu aberto. No ano de 1965, depois da fundação de uma empresa mista com participação do governo estadual, foi estabelecido um plano de aproveitamento integral dos recursos hidráulicos da região, o que exigiu a ampliação da Usina de Refsdal. O projeto da nova usina previu um poço forçado com inclinação de cerca de 45°, a casa de força em caverna no pé do poço e um túnel de descarga sob baixa pressão d'água interna. Essa solução tem a vantagem, em comparação à da Usina de Tavanasa (Fig. 6.166), de que o túnel de descarga é muito mais barato que o túnel horizontal entre o poço e a casa de força, sob alta pressão d'água, que precisa de uma forte blindagem. Por outro lado a solução Refsdal exige um túnel de acesso de considerável comprimento.

O último exemplo, o poço da Usina de Rana (Fig. 6.168), também na Noruega, mostra detalhes muito interessantes. A rocha granítica da região é tão compacta que, para a pressão d'água de até 220 m de C.A., os túneis ou poços não precisam de revestimento algum. Por isso, o poço, em seu primeiro trecho, tem inclinação de 45°, para garantir a espessura da rocha sobreposta necessária para resistir à pressão d'água; segue-se um trecho quase horizontal sem revestimento e o trecho blindado, com inclinação de 45°, até chegar à casa de força, em caverna.



**Figura 6.166** Poço forçado, inclinado, da Usina de Tavanasa, na Suíça



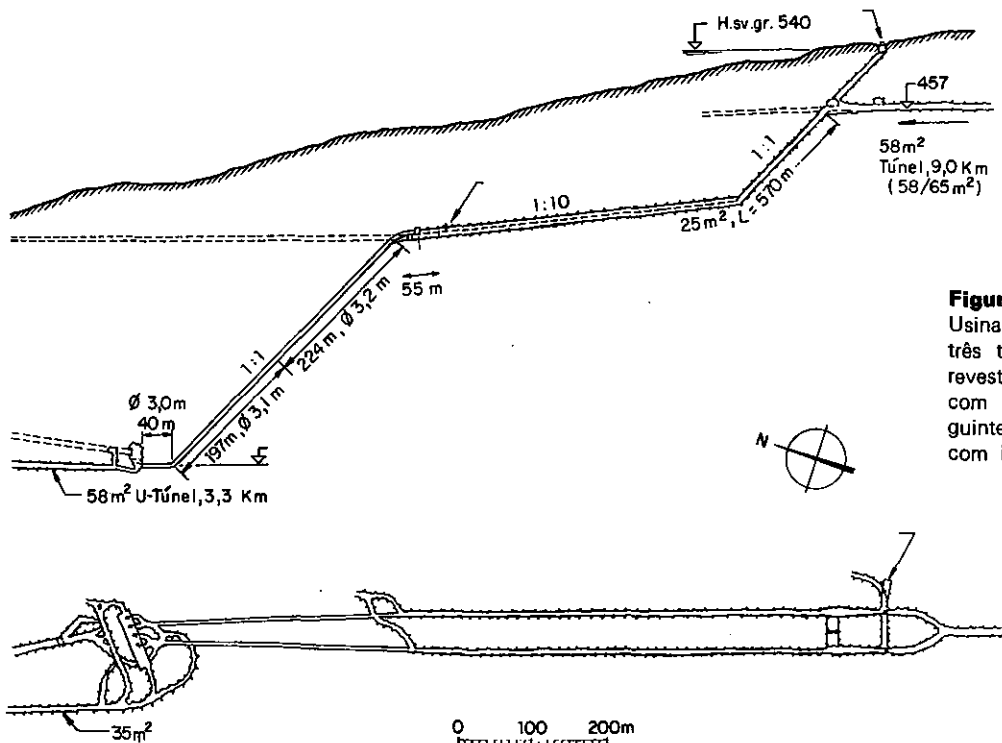
**Figura 6.167** Poço forçado da Usina de Refsdal, na Noruega, onde vêem-se duas condições existentes: a usina antiga, com tubulação forçada e a usina nova, subterrânea, com poço forçado inclinado, grande canal de fuga e túnel de acesso

Em todos os casos, estudos comparativos bem detalhados devem determinar a solução mais econômica.

6.6.4.5.2 DIMENSIONAMENTO CONSTRUTIVO DOS POÇOS

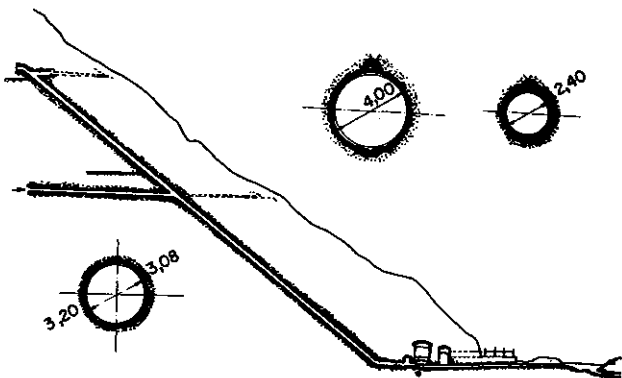
Até certa pressão d'água e certa profundidade do poço ou de um túnel abaixo da superfície do terreno, a rocha não precisa de qualquer revestimento para resistir à pressão d'água, se for suficientemente maciça e

impermeável, ou necessita apenas de um revestimento de concreto, eventualmente com protensão, como foi explicado no item anterior. Se a pressão d'água for maior, o poço ou o túnel deve ser blindado por um tubo de aço. Assim, os esforços resultantes da pressão d'água são transmitidos a três materiais de qualidades tecnológicas completamente diferentes, o aço, o concreto que envolve o tubo de aço e a rocha, sendo que sua distribuição sobre esses três materiais depende do



**Figura 6.168** Poço forçado da Usina da Rana, na Noruega, com três tipos de poço forçado: sem revestimento, no primeiro trecho; com revestimento, no trecho seguinte; e um trecho final blindado, com inclinação de 45°

módulo de elasticidade dos mesmos. O módulo de elasticidade do aço é muito uniforme e fácil de determinar. O módulo do concreto pode ser pesquisado em corpos de prova, porém o do concreto, fabricado nas condições precárias de um poço inclinado, pode variar sensivelmente. A maior dificuldade está na determinação do módulo da rocha. A deformação do maciço rochoso sob pressão é parcialmente plástica e parcialmente elástica. Por isso, em geral se fala não mais do módulo de elasticidade da rocha, mas do módulo de deformação. A experiência ensina que as qualidades de um maciço rochoso, mesmo composto de uma única espécie de rocha, pode variar ao longo do túnel e na sua circunferência, dependendo de sua estratificação ou xistosidade.



**Figura 6.169** Poço forçado blindado, com chaminé de equilíbrio inclinado revestido, e usina subterrânea, com pequeno túnel de acesso

O módulo de deformação da rocha pode ser verificado por vários métodos, por exemplo, pela escavação de um túnel experimental fechado nas duas extremidades e submetido à pressão interna. Extensômetros, colocados no revestimento de concreto, ou um arame de aço inoxidável que acompanha, guiado por rolos, o perímetro do túnel indicam a deformação tangencial que serve de base para o cálculo do módulo de deformação.

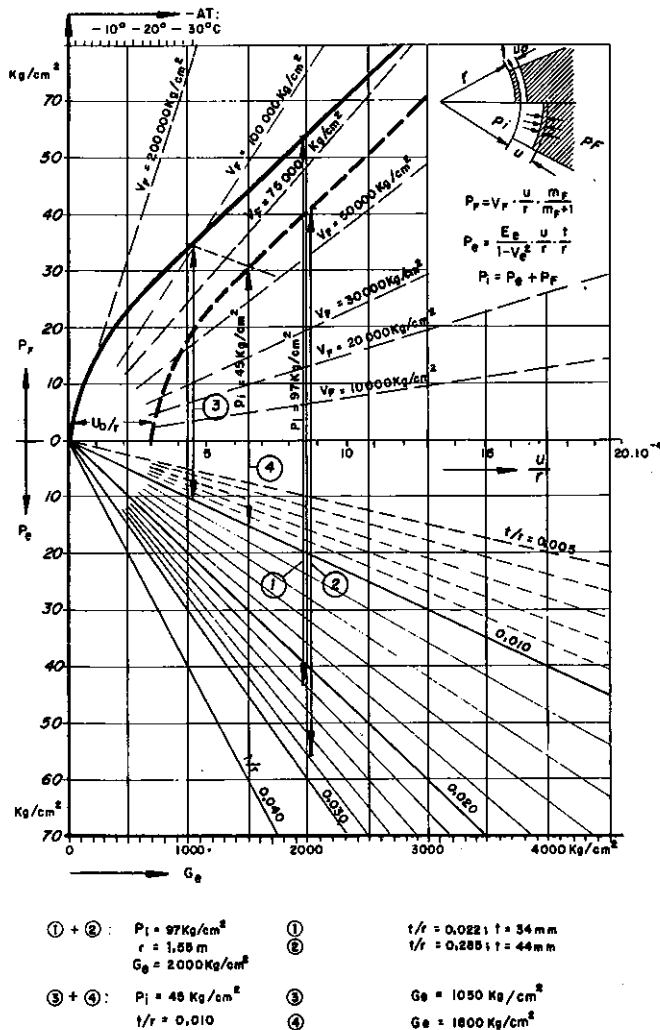
Outro método usa um trecho do túnel de uns 2 m de comprimento ou um poço escavado para os ensaios. Colocam-se anéis de aço perfilado suficientemente grossos, com diâmetro pouco menor que o da escavação, e no espaço entre a rocha ou o revestimento provisório inserem-se macacos rasos (almofadas de duas chapas delgadas soldadas uma à outra mediante um anel de distância, de modo que fique entre elas um pequeno espaço ligado ao compressor) que se apóiam, de um lado, aos anéis de aço, por meio de calços de madeira, e no outro, contra a rocha. As deformações radiais são medidas, para várias pressões nos macacos, por indicadores ligados a um tubo rígido colocado no eixo do túnel e a chumbadores na rocha.

O módulo de deformação pode ser verificado também pelo método sísmico, relacionando-o à velocidade da propagação do som na rocha.

O primeiro método é muito dispendioso e dá valores médios para um certo trecho, geralmente de 10 a 30 m de comprimento. O segundo método tem a vantagem de se poder fazer os ensaios no túnel definitivo; a instalação é desmontável e pode ser utilizada

para ensaios em vários lugares e é um processo muito mais barato que a construção de um túnel experimental.

Todos os cálculos feitos teoricamente com base nas regras da mecânica têm o defeito da insegurança na definição do módulo de deformação da rocha. Adotando-se, por exemplo, o mesmo valor do módulo do concreto para a rocha, então pode o dimensionamento seguir o cálculo do tubo duplo, explicado no item anterior.



**Figura 6.170** Diagrama das deformações radiais para o cálculo da pressão interna de um poço

Se são feitos ensaios das deformações radiais em relação à pressão interna como foi descrito, pode-se usar o diagrama da Fig. 6.170. Transfere-se para o diagrama a curva de trabalho, isto é, a curva das pressões em relação às deformações. Na figura está indicada uma curva verificada no xisto calcário. Na vertical, que corresponde à tensão permissível no aço da blindagem, mede-se a pressão interna da curva de trabalho para baixo (no primeiro exemplo, 97 kg/cm²), chegando-se à espessura da chapa indicada como fração do raio interno. Com a finalidade de levar em conta a fenda que se forma entre a chapa e o concreto, devido à retração do concreto, etc., a curva de trabalho deve ser deslocada na medida da deformação radial, correspon-

dente à relação entre a espessura da fenda e o raio interno da blindagem. Se desse procedimento resulta uma espessura da chapa menor que a mínima usual, no diagrama assumido em 1% do raio, então a tensão no aço é menor que a admissível, como mostra o segundo exemplo.

O método seguinte exige o conhecimento do módulo de deformação da rocha. Consiste na determinação de um fator que, dependendo da participação da rocha na resistência contra a pressão interna, indica a possível diminuição da espessura da chapa em relação àquela sem participação da rocha:

$$\sigma_{ad} = \alpha \frac{\rho_i \cdot r}{s},$$

onde

$\sigma_{ad}$  = tensão admissível da chapa, em kg/cm<sup>2</sup>,  
 $\alpha$  = fator de participação,  
 $\rho_i$  = pressão interna, em kg/cm<sup>2</sup>,  
 $r$  = raio interno da blindagem, em cm,  
 $s$  = espessura da chapa, em cm.

Levando-se em conta a fenda entre chapa e concreto e a elasticidade da rocha, e presumindo-se que a elasticidade do concreto é igual à da rocha, foi estabelecida a fórmula\*

$$\sigma_t = K \frac{E_a}{r} + (\rho_i - \rho_k) \frac{r}{\psi r + s},$$

onde

$\sigma_t$  = tensão tangencial na chapa de aço,  
 $K$  = fenda, em cm,  
 $E_a$  = módulo de elasticidade do aço,  
 $r$  = raio interno, em cm,  
 $\rho_i$  = pressão interna necessária para fechar a fenda, em kg/cm<sup>2</sup>,  
 $\rho_k$  = pressão interna necessária para fechar a fenda, em kg/cm<sup>2</sup>,  
 $s$  = espessura da chapa,  
 $\psi$  = relação entre os módulos  $E_r/E_a$ ,  
 $E_r$  = módulo de deformação da rocha.

Desprezando-se o efeito da fenda, a fórmula transforma-se em

$$\sigma_t = \rho_2 \frac{r}{\psi r + s}.$$

Comparando-se esta fórmula com a anterior,

$$\sigma_{ad} = \alpha \frac{\rho_i \cdot r}{s},$$

determina-se

$$\alpha = \frac{s}{\psi r + s}.$$

A tensão admissível determina-se como fração da tensão de escoamento  $\sigma_e$ :

$$\sigma_{ad} = \frac{\sigma_e}{f},$$

onde  $f$  significa o fator de segurança.

Em vez de se assumir um fator de segurança total, que inclui todos os fatores especiais, é preferível decompor-lo nas suas componentes, na forma

$$f = f_g \cdot f_m \cdot f_f \cdot f_c \cdot f_p.$$

Recomenda-se adotar os valores dos diversos fatores nos limites indicados na tabela contida no item 6.6.3.5.2.1.

Um método sumário que pode ser usado nos cálculos preliminares usa um fator que diminui a tensão admissível, dependendo de qualidade da rocha,

$$\sigma_{ad} = \beta \cdot \sigma_s,$$

onde

$\beta = 1$ , para poços ou túneis num maciço rochoso de ótima qualidade e espessura suficiente da rocha sobreposta,  
 $\beta = 0,8$ , na rocha boa, se o produto da espessura sobreposta e do peso específico aparente da rocha importar em 0,32 vezes a pressão interna ou mais,  
 $\beta = 0,65$ , na rocha de qualidade inferior e espessura sobreposta insuficiente.

Outro autor recomenda o procedimento seguinte. Presumindo-se que o aço da chapa seja doce, de grande ductilidade e de granulação fina, e a espessura da chapa não seja muito grande, pode ser calculada a espessura para a tensão admissível da chapa de 80 a 100% da tensão de escoamento, desprezando-se a colaboração da rocha e do concreto. Adotando-se um fator de segurança de 1,8 a 2,0, em relação à tensão de escoamento, resulta um alívio da blindagem de 45 a 50%.

Salienta-se que a aplicação dos métodos acima descritos representa apenas uma avaliação precária sem o conhecimento exato do módulo de deformação da rocha, que pode variar para as diversas espécies e qualidades de rocha entre 10 000 e 200 000 kg/cm<sup>2</sup>. Em túneis ou poços compridos, sob alta pressão interna, uma pequena diminuição da espessura da chapa pode significar grande economia, que talvez justifique pesquisas dispendiosas para a determinação desse módulo.

Atualmente, túneis ou poços compridos e sob alta pressão interna são raros no Brasil. Porém, futuramente, quando começarem a se esgotar os potenciais hidráulicos e forem construídas usinas nucleares que possam fornecer apenas energia de base, a carga de ponta deverá ser produzida por usinas reversíveis (acumulação por bombeamento), tanto mais econômicas quanto maior a queda. Então serão aproveitadas as escarpas das montanhas altas, como a da Serra do Mar, e serão construídos poços forçados compridos e com alta pressão d'água interna.

Outro problema do dimensionamento da blindagem é a pressão externa. Na fenda inevitável entre o concreto e a chapa, pode formar-se pressão d'água que entra pelas fendas da rocha e rachaduras do concreto. Por ocasião do esvaziamento do poço para revisão ou consertos, essa pressão externa pode produzir deformação da chapa.

Sobre a possível grandeza dessa pressão existem três opiniões diversas:

\*Hutter e Sulser, "Zeitschrift für Wasser und Energiewirtschaft", da revista *Schweiz*, 1947

- a) a pressão externa corresponde a uma coluna d'água igual à espessura da rocha sobreposta;  
 b) a pressão externa é igual à pressão da rocha sobreposta;  
 c) a pressão externa corresponde à pressão estática interna.

A última hipótese parece a mais cautelosa, mas talvez não corresponda ao máximo possível. A avaliação da pressão externa apresenta um problema que deve preocupar todos os especialistas que participam no projeto.

A solução matemática desse problema, estudado por muitos autores, até agora foi resolvida apenas para blindagem de seção transversal exatamente circular e fenda entre concreto e chapa da mesma espessura em toda a circunferência. Com essas hipóteses, a pressão externa crítica pode ser definida, com resultados aproximados, pela fórmula

$$P_{cr} = 1,15E^* \left(\frac{s}{D}\right)^2 \cdot \left[ \sqrt{1 + \frac{\sigma_e \cdot D}{E \cdot s}} - 1 \right] \quad (\text{em kg/cm}^2),$$

onde

$P_{cr}$  = pressão crítica,

$$E^* = \frac{E}{1 - \nu^2},$$

$E$  = módulo de elasticidade do aço,

$\nu$  = fator de contração transversal,

$s$  = espessura da chapa, em cm,

$D$  = diâmetro interno do tubo, em cm,

$\sigma_e$  = limite de escoamento, em kg/cm<sup>2</sup>.

Para cálculos rápidos aconselha-se o uso do diagrama da Fig. 6.171. Se a pressão externa é maior que a pressão crítica, a espessura da chapa deve ser aumentada ou devem ser construídos anéis de reforço ou ancoragens que ligam rigidamente a chapa ao concreto. O dimensionamento de tais reforços representa um capítulo especial que foge da tarefa deste livro.

## 6.7 CHAMINÉS DE EQUILÍBRIO

### 6.7.1 FUNÇÃO DA CHAMINÉ DE EQUILÍBRIO

O sistema de adução d'água da tomada d'água às turbinas pode ser composto de uma tubulação adutora e de uma tubulação forçada, de um túnel adutor e de uma tubulação forçada ou de um túnel adutor e de um poço sob pressão. Hidraulicamente estes três tipos são equivalentes. Por isso nos limitaremos ao tipo — talvez o mais comum — de um túnel adutor combinado com uma tubulação forçada.

Durante o funcionamento das turbinas, toda a massa d'água neste sistema tem certa velocidade e, conseqüentemente, uma inércia de movimento. Quando as turbinas fecham, a velocidade dessa massa se transforma num aumento da pressão, nos órgãos adutores, que se propaga em forma de uma onda com grande velocidade para montante, até o ponto onde a tubulação adutora desemboca numa bacia com nível d'água livre.

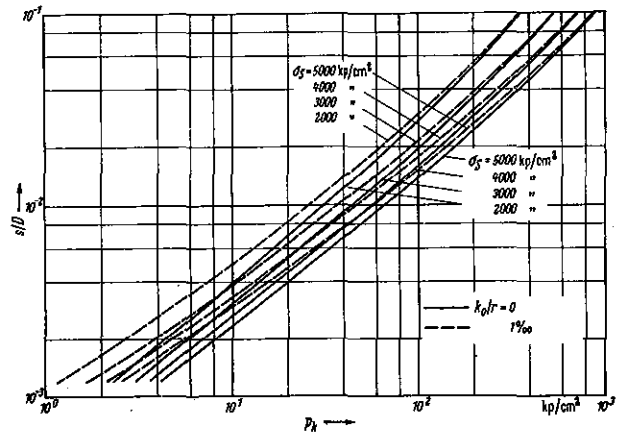


Figura 6.171 Diagrama para o cálculo da pressão externa, num tubo de blindagem de poço forçado

Daí a onda será refletida no sentido contrário e percorre o sistema para jusante, diminuindo a pressão. Esse fenômeno se chama golpe de ariete e será tratado num item posterior, em conexão com a regulação das turbinas. O aumento da pressão depende da velocidade da água antes do fechamento das turbinas, do comprimento total dos órgãos adutores e do tempo de fechamento.

No caso contrário, quando as turbinas, depois de uma parada ou depois da operação com carga reduzida, são abertas completamente, a massa d'água deve ser acelerada por meio de uma diminuição da pressão na entrada das turbinas e ao longo do sistema adutor, que em certos casos pode produzir um vácuo na tubulação com os conhecidos efeitos perigosos. A propagação da onda dessa diminuição da pressão d'água obedece às mesmas leis.

Com a finalidade de diminuir esses efeitos inconvenientes, intercala-se em qualquer lugar do sistema adutor, geralmente na transição do conduto horizontal para o inclinado, uma bacia aberta ao ar livre, que se chama chaminé de equilíbrio.

Essa chaminé tem duas finalidades: restringir o golpe de ariete ao trecho inclinado, reduzindo, assim, o comprimento do conduto sujeito a esse efeito, e reduzir a grandeza da sobrepressão (não é em todas as formas de chaminés de equilíbrio que a onda de sobrepressão é refletida completamente; ela parcialmente passa para o conduto adutor, porém o aumento de pressão nesse trecho geralmente é desprezível). A segunda tarefa, talvez a mais importante da chaminé de equilíbrio, é a de fornecer às turbinas, no caso de aumento rápido da descarga devido ao aumento da carga dos geradores, o volume d'água necessário até que a massa d'água no conduto adutor seja acelerada suficientemente.

Nos casos em que a casa de força se encontra dentro de uma caverna e o túnel de descarga fica sob pressão, os fenômenos são análogos. O fechamento da turbina produz uma subpressão no túnel e a abertura da turbina uma sobrepressão no tubo de sucção, diminuindo a queda efetiva. Nesses casos a chaminé é construída imediatamente a jusante dos tubos de sucção.

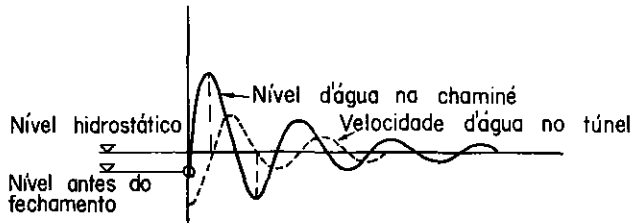
Acontece, na operação de uma usina, várias mudanças de carga da turbina, compreendendo aumentos



ou diminuições rápidas ou lentas. Em todos estes casos, a chaminé de equilíbrio serve de órgão compensador.

### 6.7.2 FUNCIONAMENTO E AS DIVERSAS FORMAS DAS CHAMINÉS DE EQUILÍBRIO

Suponhamos o caso mais simples: a chaminé de equilíbrio tem forma cilíndrica, a carga da turbina muda instantaneamente da plena carga para zero e o órgão adutor é um túnel sob pressão. Antes do fechamento da turbina, o nível d'água, na chaminé, encontra-se na medida da perda de carga no túnel adutor, abaixo do nível d'água na represa. No momento do fechamento da turbina, a água contida no túnel adutor começa a entrar na chaminé, elevando o nível d'água nela e produzindo uma contrapressão que diminui a velocidade no túnel, agindo como um freio. O nível máximo na chaminé, acima do nível estático, é alcançado quando a velocidade d'água no túnel é igual a zero e depois começa o movimento contrário: a água no túnel começa a correr em direção à represa e o nível d'água, na chaminé, desce. Se o túnel fosse completamente liso, a forma dessa oscilação seria uma senóide, tendo a altura do nível d'água, na represa, como eixo. Porém o atrito no túnel tem efeito amortecedor, de modo que a amplitude da oscilação diminui gradativamente, até praticamente desaparecer.

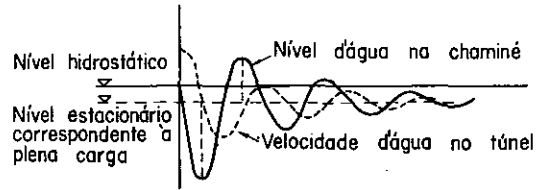


**Figura 6.172** Representação esquemática das oscilações do nível d'água, numa chaminé de equilíbrio, com o brusco fechamento completo das turbinas

No caso de um aumento brusco da carga de zero para plena carga — uma operação praticamente impossível, porque as turbinas gastam certa vazão apenas para movimentar a unidade geradora sem carga e a abertura completa da turbina demora também certo tempo — as oscilações teriam sentido contrário. As Figs. 6.172 e 6.173 apresentam esquematicamente esses fenômenos.

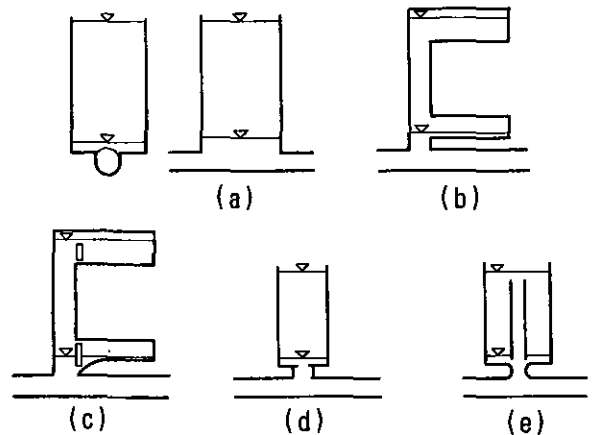
A forma cilíndrica da chaminé de equilíbrio necessita de seção transversal relativamente grande, porque grande volume d'água deve entrar na chaminé para elevar o nível d'água, produzindo, assim, o efeito retardante sobre a velocidade d'água no túnel. Existem várias formas de chaminé que evitam esse inconveniente. Todas têm o princípio comum de aumentar rapidamente a contrapressão no túnel, sem receber grande quantidade d'água no caso de fechamento brusco das turbinas, ou, no caso de abertura brusca, de diminuir a pressão debaixo da chaminé, que acelera a massa d'água do túnel, antes de tirar água da chaminé para completar a

vazão chegando do túnel, até alcançar o engolimento total das turbinas.



**Figura 6.173** Representação esquemática das oscilações do nível d'água, numa chaminé de equilíbrio, com a brusca abertura completa das turbinas

Na Fig. 6.174 encontram-se traçados esquematicamente os principais tipos de chaminé de equilíbrio. O tipo (a) é o tipo mais simples: tem a forma de um simples poço cilíndrico. Note-se que o túnel deve passar por debaixo do poço, como mostra a seção transversal. Evita-se, assim, as perdas de carga no poço, na entrada e na saída do túnel. Além disso tem esse arranjo vantagens no amortecimento das oscilações.

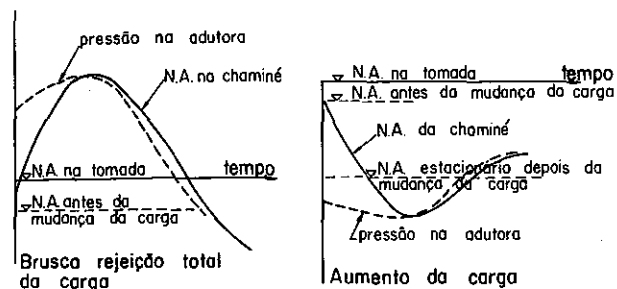


**Figura 6.174** Várias formas de chaminés de equilíbrio

O tipo (b) reduz o tamanho da chaminé, dividindo-a em três partes com funções diferentes: o poço com seção transversal pequena garante uma rápida mudança do nível d'água e conseqüentemente da pressão na adutora, até o nível d'água alcançar uma das câmaras com capacidade suficiente para, no caso de rejeição da carga das turbinas, acumular a água, que chega do túnel até que a velocidade d'água no túnel chegue a zero, ou, no caso de aumento de carga, fornecer o volume que as turbinas necessitam até que a massa d'água no túnel seja acelerada suficientemente.

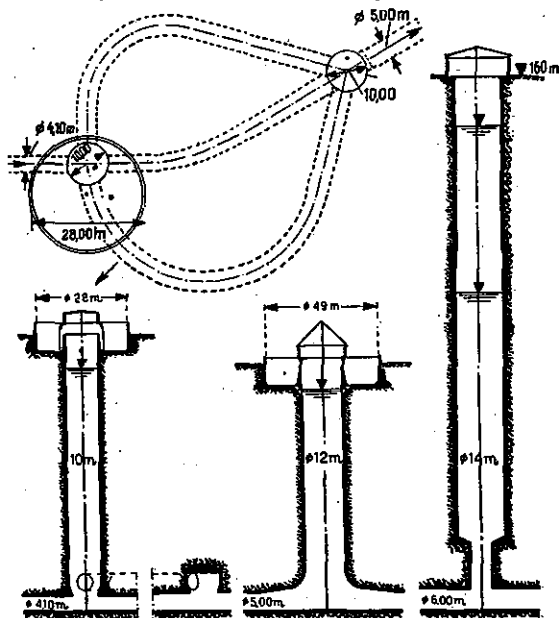
O tipo (c) melhora ainda essas condições pela construção de paredes divisórias na entrada das câmaras. O nível d'água no poço sobe até um pouco acima da superfície da parede que funciona como vertedouro e fica quase constante até que o nível d'água comece a descer. Por uma pequena abertura no pé da parede, a câmara depois se esvazia. No aumento da carga das turbinas, o nível d'água no poço desce rapidamente até alcançar o canto inferior da parede divisória e fica ali até que a velocidade d'água no adutor corresponda à exigida pelas turbinas, enquanto a câmara inferior se

esvazia. Uma pequena abertura debaixo do teto da câmara permite a entrada de ar durante o esvaziamento dela.



**Figura 6.175** Indicação esquemática das oscilações do nível d'água, numa chaminé de equilíbrio com estrangulamento, e da pressão na adutora, imediatamente abaixo da chaminé

O tipo (d) produz o efeito de retardar ou acelerar a massa d'água na adutora não pela coluna d'água, como nos tipos anteriores, mas sim pela resistência num estrangulamento entre a adutora e a chaminé. A Fig. 6.175 mostra esquematicamente as oscilações do nível d'água na chaminé e da pressão na adutora imediatamente debaixo da chaminé. A resistência no estrangulamento pode ser determinada para o caso de completa rejeição da carga, ou para o caso de aumento de carga. Assim, geralmente a resistência para o outro caso é grande demais ou pequena demais. Por isso foi inventada pelo Eng.º Johnson, a forma do tipo (e), que tem o estrangulamento e, além disso, um tubo central que, no caso de rejeição da carga, produz uma contrapressão adicional pela subida do nível d'água em seu interior.



**Figura 6.176** Chaminé de equilíbrio com três câmaras, sendo uma com estrangulamento

### 6.7.3 OBSERVAÇÕES CRÍTICAS SOBRE OS DIVERSOS TIPOS DE CHAMINÉS DE EQUILÍBRIO

Da forma primitiva de um poço cilíndrico foram desenvolvidos, por motivos econômicos, vários outros tipos hidro-mecânicos ou operacionais. Enquanto que,

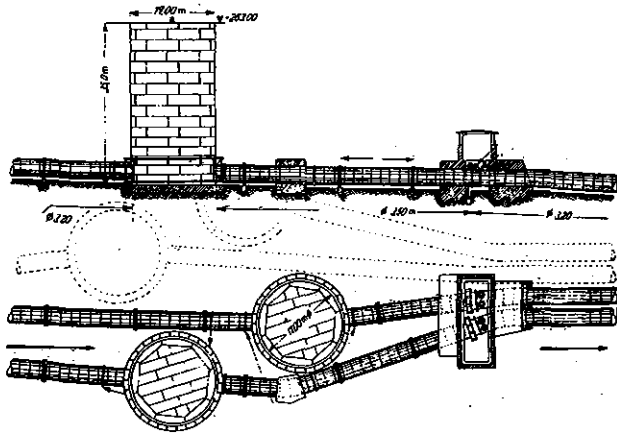
por um lado, os investimentos para a construção da chaminé devem ser reduzidos ao mínimo possível, por outro lado, a chaminé deve garantir boas condições operacionais, diminuindo a amplitude das oscilações do nível d'água ou de sua duração.

As formas mais complicadas, porém menos dispendiosas, são preferidas nas modernas usinas hidrelétricas; no entanto, o poço cilíndrico simples tem ainda amplo campo para sua aplicação. Nas usinas com pequenas descargas, essa forma simples muitas vezes representa a solução mais barata por ser a sua construção a menos complicada, principalmente quando a seção mínima transversal do poço, escolhida por motivos práticos, garante um amortecimento satisfatório das oscilações. Se as vazões são grandes, a forma simples tem vantagens, pois no caso da saída de várias tubulações, facilmente pode ser efetuada nela essa divisão, e grades e comportas, em muitos casos indispensáveis na chaminé de equilíbrio, podem ser instalados sem dificuldade. Finalmente, a chaminé cilíndrica sem estrangulamento garante, na melhor forma, a reflexão total das ondas do golpe de ariete.

A chaminé de equilíbrio com câmaras, tipo (b) e (c), representa a solução típica para usinas com queda alta. Leva em conta o raciocínio correto de que a concentração dos volumes grandes nas regiões dos níveis d'água extremos é economicamente vantajosa, mas essa vantagem não é preponderante em todos os casos: se a variação do nível d'água na represa é muito grande, a câmara superior deve ser localizada acima do nível máximo e a inferior, abaixo do nível mínimo. Isso significa que, com níveis intermediários, as câmaras não têm efeito ou apenas funcionam parcialmente. O poço tem seção transversal mínima exigida para garantir a estabilidade hidráulica ou escolhida por motivos da construção. Por isso, todas as oscilações, nesses casos, passam-se nesse poço, e têm amplitudes grandes com longa duração, o que provoca operação muito agitada dos reguladores. A aplicação desse tipo restringe-se, por esse motivo, às usinas onde o nível d'água na represa é constante ou pouco variável.

Em todos os outros casos, a chaminé de equilíbrio com estrangulamento tem vantagens indiscutíveis, porque o efeito estabilizante do estrangulamento é completamente independente do nível d'água existente na represa. Porém o estrangulamento impede a reflexão total das ondas do golpe de ariete. No túnel imediatamente abaixo da chaminé, forma-se uma sobrepressão, que por sua vez produz ondas de pressão no túnel. Mas isso não piora as condições, porque essa pressão pode ser reduzida à medida que não ultrapasse a exercida pelo nível d'água máximo na chaminé, como será explicado no item seguinte.

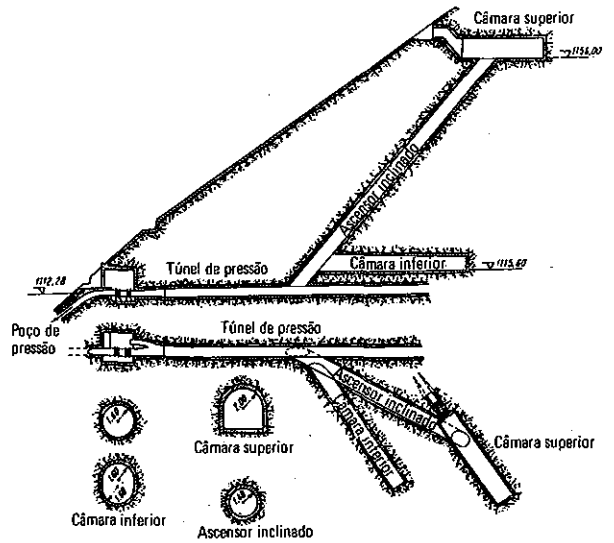
No dimensionamento do estrangulamento surgem certas dificuldades, como a de que sua resistência pode ser definida apenas para um caso, ou para rejeição da carga, ou para aumento da carga, como foi explicado anteriormente. O tipo e), chamado chaminé de equilíbrio diferencial ou de Johnson, evita esses inconvenientes. A resistência do estrangulamento será dimensionada para o aumento de carga e, no caso de rejeição brusca da plena carga, o tubo central age como uma válvula de segurança. Assim, esse tipo tem posição privilegiada entre todos os outros, mas exige construções



**Figura 6.177** Chaminé de equilíbrio independente para cada tubulação

especiais e delicadas, de modo que estudos comparativos devem definir se desse tipo resultam vantagens econômicas e operacionais.

Da mistura dos diversos tipos resultaram várias soluções mistas, por exemplo, pela intercalação de um estrangulamento entre o túnel e o poço de uma chaminé com câmaras. Não há limitação para a imaginação do projetista, principalmente em casos especiais. As Figs. 6.176 a 6.180 representam exemplos de chaminés de equilíbrio executadas, mostrando a variedade das formas possíveis.



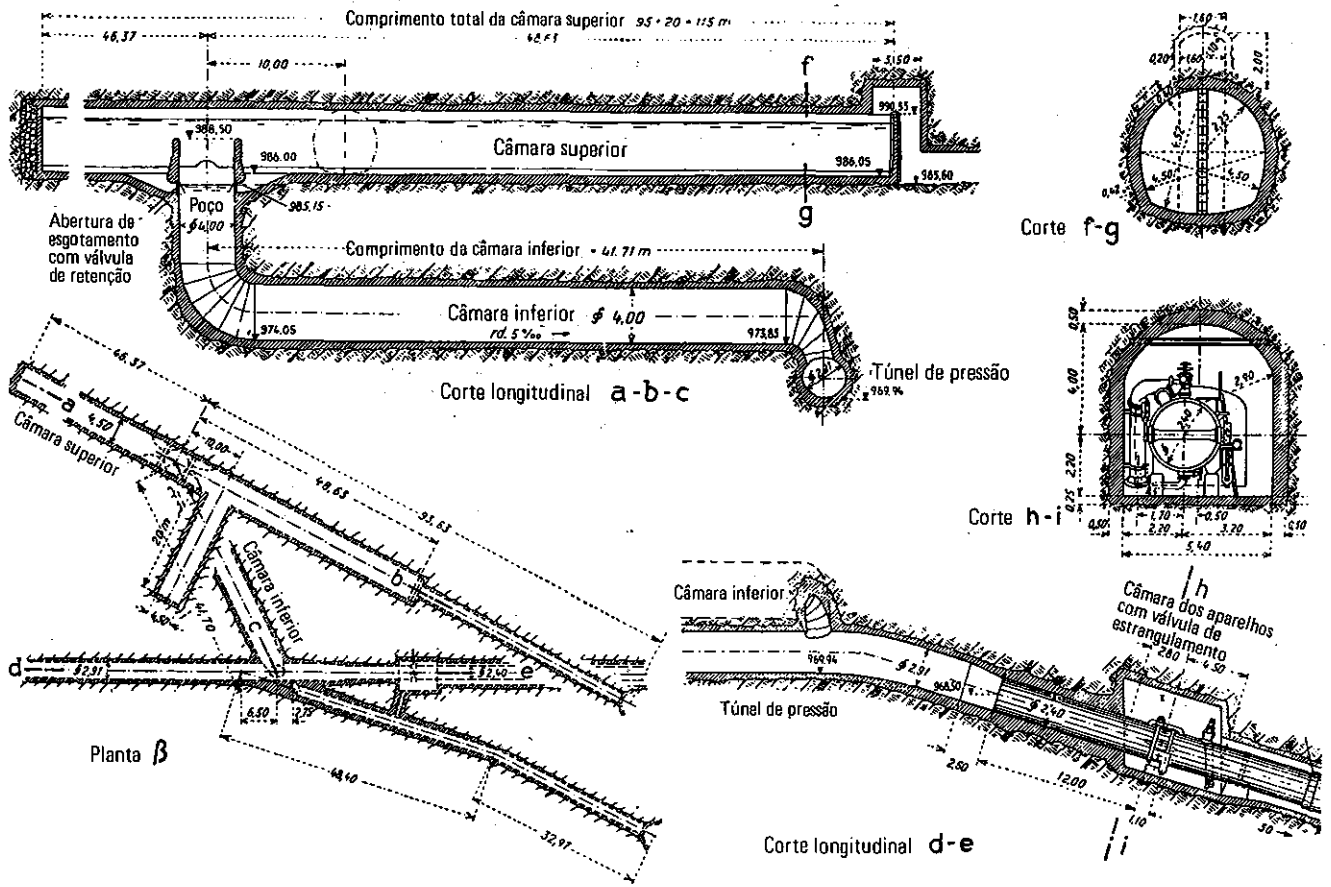
**Figura 6.179** Chaminé de equilíbrio inclinada

### 6.7.4 DIMENSIONAMENTO DAS CHAMINÉS DE EQUILÍBRIO

#### 6.7.4.1 Diretrizes gerais

No projeto de uma chaminé de equilíbrio devem ser feitas as considerações a seguir.

As amplitudes das oscilações do nível d'água na chaminé devem ficar dentro dela. Se o nível d'água du-



**Figura 6.178** Chaminé de equilíbrio com câmaras subterrâneas e superportas

rante a oscilação atinge o ponto mais baixo, deve ser impedida a entrada de ar no túnel ou na tubulação forçada (ou no poço sob pressão).

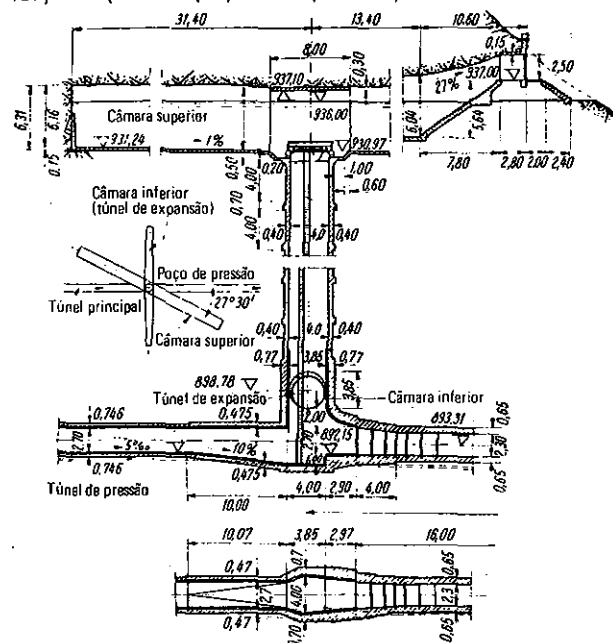


Figura 6.180 Chaminé de equilíbrio com grande câmara superior

A amplitude máxima da oscilação deve ser calculada sob as condições mais desfavoráveis. Para a determinação do nível d'água mais alto na chaminé, no caso de brusca rejeição da carga das turbinas, devem ser adotados os menores valores prováveis da perda de carga no adutor, isto é, devem ser calculadas com o túnel (ou a tubulação adutora) liso. No caso contrário, determinando-se o nível mínimo para o caso do aumento da carga, as perdas de carga no adutor devem ser calculadas com grande atrito. Geralmente, quando se projeta a chaminé ainda não existem medições das perdas de carga, por isso os valores correspondentes devem ser avaliados dentro de certos limites, com base na experiência feita em obras existentes, ou nos dados indicados na literatura, que às vezes divergem razoavelmente entre si. Mesmo que existam medições exatas, as perdas podem mudar no decorrer do tempo devido a incrustações nas paredes, ou a sua maior rugosidade causada pela eventual agressividade da água. Conhecemos casos em que se depositaram algas nas paredes, diminuindo a rugosidade. Os valores dos coeficientes de atrito e de outras perdas no adutor devem ser escolhidos com muita cautela.

Deve ser levado em conta uma possível superposição de oscilações. Suponhamos que os geradores trabalhem com plena carga e sejam desligados instantaneamente da rede elétrica por causa de um curto circuito, ou outro incidente, com o fechamento conseqüente das turbinas. Então a água no adutor diminui sua velocidade, em direção à chaminé, até zero, no momento em que o nível d'água na chaminé alcança o máximo. Depois a direção do fluxo inverte-se para a represa, aumentando a velocidade até o máximo. Se nesse momento os geradores são religados, a amplitude da oscilação será muito maior que aquela que acontece

na abertura das turbinas, quando a água no adutor pára ou tem pequena velocidade em direção à chaminé.

Além da grandeza da amplitude das oscilações, a rapidez de seu amortecimento é de importância no projeto da chaminé. Com as oscilações do nível d'água na chaminé, muda a queda disponível nas turbinas e conseqüentemente a descarga necessária para a geração de uma potência constante. Em conseqüência disso, os reguladores das turbinas abrem e fecham alternadamente até que as oscilações desapareçam praticamente. Além da inconveniência dessas movimentações prolongadas do mecanismo das turbinas (que podem causar desgaste prematuro), a variação alternada da vazão engolida pelas turbinas influencia nas oscilações, que podem ter as formas delineadas na Fig. 6.181. A forma (a) é desejável e normal com oscilações amortecidas. A forma (b) acontece num sistema com adutor, sem perda de carga e engolimento constante das turbinas: oscilação com amplitude constante; enquanto na forma (c) a amplitude cresce com o tempo. A forma (d) é muito rara; o nível d'água aproxima-se aperiódicamente sem oscilações ao nível correspondente à descarga estacionária das turbinas sob a nova carga.

A forma (e) significa um colapso completo do sistema, depois do primeiro período da oscilação, devido a um completo subdimensionamento da chaminé. Esses fatos serão considerados mais detalhadamente quando se tratar da estabilidade hidráulica das chaminés de equilíbrio.

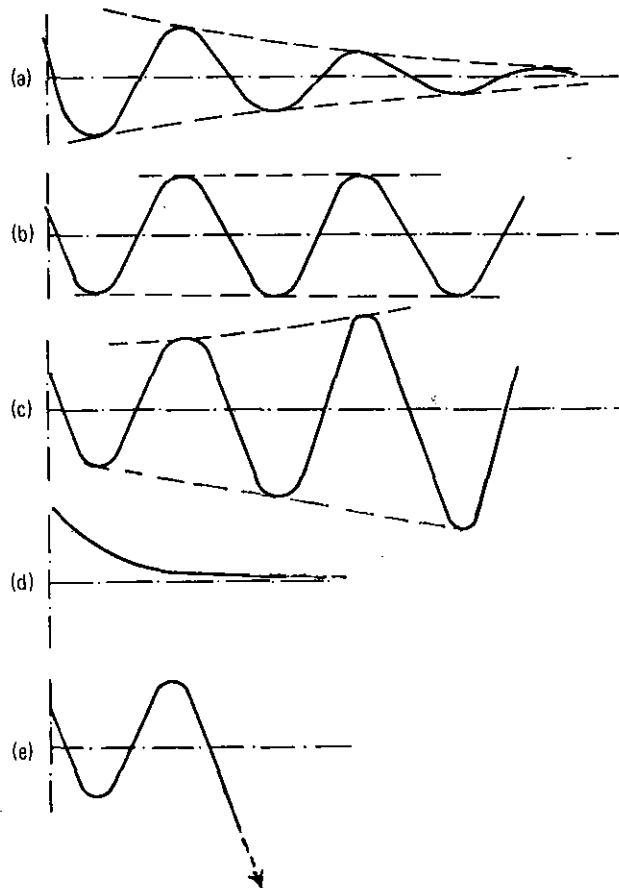


Figura 6.181 Oscilações que podem acontecer em uma câmara de equilíbrio, em diferentes condições de funcionamento do equipamento hidráulico

Em cada caso especial, deve ser escolhida a forma mais econômica, porém deve ser levado em conta que a forma da chaminé tem certa influência nas condições do adutor; um nível d'água máximo na chaminé sendo muito elevado significa aumento das pressões internas no adutor, o que pode aumentar seus custos. Mas, em primeiro lugar, ficam sempre as exigências da operação da usina, e uma economia na construção da chaminé pode ser anulada, a longo prazo, pela dificuldade ou pelo encarecimento da operação da usina.

6.7.4.2 Fórmulas para o dimensionamento

Seguindo a diretriz geral deste livro, neste item, serão dadas fórmulas e gráficos que permitem o dimensionamento das partes da chaminé, sem entrar em detalhes da teoria. Pelo mesmo motivo, não serão tratados os diversos métodos gráficos para a determinação da forma das oscilações do nível d'água na chaminé com dimensões pré-fixadas. Os cálculos numéricos gradativos podem ser executados com o mesmo grau de exatidão e muito mais rapidamente usando-se computador eletrônico.

As exposições contidas nos itens a seguir apóiam-se no livro de Josef Frank: *Nichtstationäre Vorgänge in den Zuleitungen — und Ableitungskanalen von Wasserkraftanlagen*. Outro livro recomendado é: Stucky, *Cours d'aménagement des chutes d'eau — Chambre d'équilibre*, Lausanne: École Polytechnique de l'Université de Lausanne.

A perda de carga no adutor é suposta ser proporcional ao quadrado da velocidade; porém nos cálculos gradativos pode ser utilizada qualquer outra lei da resistência.

Serão usados os seguintes símbolos:

- $H_0$  = queda bruta entre os níveis d'água de montante, na tomada d'água, e de jusante, na saída dos tubos de sucção, invariáveis durante as oscilações;
- $Q$  = vazão que passa pelo adutor, positiva, quando a água corre em direção à chaminé;
- $Q_0$  = vazão correspondente à plena carga das turbinas, em estado invariável;
- $Q_a$  = vazão correspondente à carga parcial das turbinas, em estado invariável;
- $n = Q_a/Q_0$ , grau da carga relacionado ao consumo de água das turbinas;
- $q$  = consumo d'água atual das turbinas, no estado invariável  $q = Q$  ou  $q_0 = Q_0$ ;
- $v$  = velocidade d'água no adutor, positiva para o fluxo em direção à chaminé;
- $v_0$  = velocidade d'água, correspondente a  $Q_0$ ;
- $L$  = comprimento do adutor;
- $F$  = área da seção horizontal da chaminé;
- $f$  = área da seção do adutor;
- $h$  = perda de energia no adutor, que é um valor absoluto, porém, nas equações da oscilação, deve ser positivo ou negativo, correspondendo à velocidade de  $v$ ;
- $h_0$  = perda de energia para  $Q_0$ ;
- $z$  = nível d'água na chaminé de equilíbrio, em relação ao nível d'água na tomada, positivo na direção para baixo;

- $z_0$  = nível d'água, para  $Q_0$ ;
- $t$  = tempo em segundos;
- $g$  = aceleração da gravidade;
- $k$  = perda de carga no estrangulamento, correspondente à vazão  $Q$  passando por ele;
- $k_0$  = perda de carga, para  $Q_0$ .

Valores relativos:

$$x = \frac{z}{h_0}; \quad x_{max} = \frac{z_{max}}{h_0};$$

$$y = \frac{Q}{Q_0} = \frac{v}{v_0};$$

$$\varepsilon = \frac{Lfv_0^2}{gFh_0^2} = \frac{Lf}{gFdh_0} = \text{característica da chaminé};$$

$$\beta = \frac{h_0}{H_0};$$

$$\eta = \frac{k}{k_0}.$$

Barras verticais significam o valor absoluto.

As duas equações fundamentais que determinam as oscilações, depois de uma mudança do engolimento das turbinas, são a que define a continuidade da vazão e a que representa a aceleração da massa d'água:

$$\frac{dz}{dt} = \frac{q - v \cdot f}{F},$$

$$\frac{dv}{dt} = \frac{g}{L}(z - h).$$

A vazão ( $q$ ) que passa pelas turbinas pode ser constante e pode variar com o tempo ( $t$ ) ou com o nível d'água na chaminé ( $z$ ). A seção da chaminé é constante ou variável com  $z$ . A perda de carga no adutor é admitida geralmente como sendo proporcional ao quadrado da velocidade:

$$h = \alpha v^2 \quad \text{ou} \quad h = h_0 \left( \frac{v}{v_0} \right)^2 = h_0 \left( \frac{Q}{Q_0} \right)^2.$$

Na determinação do valor  $h_0$ , deve-se levar em conta que ele indica a posição da linha piezométrica, na chaminé de equilíbrio, abaixo da horizontal, em relação ao nível d'água na represa. Se o túnel adutor desemboca diretamente na chaminé e a tubulação forçada (ou poço sob pressão) sai no outro lado, a velocidade da água será reduzida quase a zero, dentro da chaminé, e depois será outra vez acelerada, na entrada da tubulação forçada. Nesse caso, a linha piezométrica sobe e coincide aproximadamente com a linha energética, porque  $v^2/2g$  é quase zero. Por isso, usa-se geralmente a solução esboçada na Fig. 6.174(a), conduzindo-se o túnel adutor por baixo da chaminé, de modo que a velocidade da água seja mantida. Nesse caso, o valor de  $\alpha$  inclui, além das perdas de carga por atrito, na tomada d'água, nas curvas, etc., também a altura da velocidade  $v^2/2g = 0.051v^2$ .

A perda de energia ( $h$ ) tem o mesmo sinal que a velocidade correspondente, e é positivo ou negativo, quando o fluxo no adutor tem a direção para a chaminé ou para a represa, respectivamente.

No estado constante, antes da mudança da carga,

$$q = v \cdot f \quad \text{e} \quad z = h,$$

de modo que ficam:

$$\frac{dz}{dt} = 0 \quad \text{e} \quad \frac{dv}{dt} = 0.$$

Isso significa que o nível d'água na chaminé e a velocidade no adutor ficam constantes. Na mudança da carga, varia primeiro a vazão  $q$  e conseqüentemente  $dz/dt$  assume um valor diferente de zero, o que significa variação do nível d'água na chaminé, com a mudança conseqüente da velocidade de  $dv$ . Assim, não existe mais equilíbrio no sistema e começam as oscilações, que podem assumir as formas descritas anteriormente.

Da associação das duas equações resulta uma equação diferencial, de segunda ordem e de segundo grau, que pode ser resolvida de forma completa apenas para casos especiais. O meio geral para resolver a equação é o método de integração numérica ou gráfica, transformando as diferenciais em diferenças. Como foi dito anteriormente, a integração numérica usando-se computador eletrônico é o método mais adequado e será explicado separadamente para cada forma da chaminé. Nos itens seguintes serão apresentadas fórmulas que serão desenvolvidas usando-se simplificações da equação diferencial, com a finalidade de se poder resolvê-la.

#### 6.7.4.2.1 CHAMINÉ DE EQUILÍBRIO CILÍNDRICA

##### 6.7.4.2.1.1 Diminuição da carga das turbinas

É óbvio que a perda de carga no adutor diminui a subida do nível d'água na chaminé; nesse caso e, por isso, com a finalidade de basear-se nas condições mais desfavoráveis, os valores dos coeficientes de atrito, das perdas nas curvas, etc., devem ser avaliados como os mínimos razoáveis, de modo que a perda total  $h_0$  seja pequena. O cálculo da perda de carga está descrito nos itens 6.6.3.4 e 6.6.4.3.

Para o projeto da chaminé, o conhecimento do nível d'água mais alto possível é indispensável. Esse caso acontece se a carga da unidade geradora é diminuída bruscamente de plena carga para zero, o que pode acontecer, por exemplo, na ocasião de um curto-circuito nas linhas de transmissão e mesmo na estação distribuidora, causado por uma trovoadas, etc.

No caso da rejeição brusca da plena carga das turbinas, o nível máximo calcula-se pela fórmula:

$$(1 + mz_{max}) - \ln(1 + mz_{max}) = 1 + mh_0.$$

onde

$$m = \frac{2gFh_0}{Lfv_0^2}.$$

Nesse caso,  $z$  é positivo acima do nível d'água na represa, diferente das indicações no índice dos símbolos. Os valores de  $mz_{max}$ , correspondente aos diversos valores de  $mh_0$ , podem ser tirados da tabela da Fig. 6.182.

Aplicando-se o número característico  $\varepsilon$  da chaminé, a fórmula será transformada em

$$\left(1 + \frac{2}{\varepsilon} x_{max}\right) - \ln\left(1 + \frac{2}{\varepsilon} x_{max}\right) = 1 + \frac{2}{\varepsilon}.$$

A terceira coluna da tabela, que indica o  $x_{max}$ , pode ser usada nos casos em que a seção transversal da chaminé deve ser determinada correspondente a um

nível máximo pré-determinado. A seção transversal, correspondente a um  $x_{max}$  pré-fixado, será então determinada multiplicando-se o valor de  $mh_0$  (ou  $2/\varepsilon$ ), que consta na alínea do  $x_{max}$ , por

$$\frac{Lfv_0^2}{2gh_0^2}.$$

A fórmula indicada acima está desenvolvida supondo-se que o fechamento do distribuidor da turbina seja instantâneo. Mas realmente o regulador da turbina precisa de certo tempo para essa operação. Geralmente o tempo do fechamento das turbinas Francis e Kaplan importa em alguns segundos e a suposição do fechamento instantâneo parece justificada. Nas turbinas para queda alta, sejam do tipo Francis ou do tipo Pelton, existem dispositivos que diminuem o engolimento da turbina instantaneamente, mas reduzem lentamente a velocidade d'água na tubulação forçada, de modo que o golpe de ariete na tubulação fique menor. Nas turbinas Pelton, esta função é desempenhada pelo defletor do jato e nas turbinas Francis pela válvula aliviadora que abre a medida que a turbina fecha e depois fecha lentamente.

Suponhamos uma lei de fechamento linear e chamemos o tempo da redução a zero da velocidade, na tubulação forçada, de  $t_1$  e a elevação máxima do nível d'água, na chaminé correspondente, de  $z_{t_1}$ . Então

$$z_{t_1} = \xi z_{max},$$

onde  $z_{max}$  significa o nível d'água máximo no caso de fechamento instantâneo. Como escala para o tempo de fechamento, introduz-se o período de uma oscilação, no caso das perdas de carga no adutor serem zero:

$$T_0 = 2\pi \sqrt{LF/gf}$$

e determina-se

$$\tau = t_1/T_0.$$

Então os valores de  $\xi$  podem ser tirados da tabela da Fig. 6.183. Para os valores à direita da linha grossa, o nível d'água mínimo do primeiro período da oscilação acontece durante o fechamento da tubulação.

Se se precisa do conhecimento da forma da oscilação relacionada ao tempo, deve ser executado o cálculo numérico gradativo. As equações fundamentais, transformadas as diferenciais em diferenças, são

$$\Delta z = \frac{q - vf}{F} \Delta t \quad \text{e} \quad \Delta v = \frac{g}{L} \Delta t (z - \alpha v^2).$$

No caso da completa rejeição da carga,  $q$  é igual a zero, de modo que a equação para a mudança do nível d'água se transforma em

$$\Delta z = -v \left( \frac{f}{F} \Delta t \right).$$

No caso de uma chaminé cilíndrica, convém fazer  $\Delta t = \text{const.}$  e como a seção transversal é constante, tanto  $f\Delta t/F$  como  $g/(\Delta t/L)$  ficam constantes. O cálculo será executado em forma de uma tabela, como mostra o exemplo da tabela da Fig. 6.184. A primeira linha contém os dados existentes no momento da mudança da carga; depois, cada linha seguinte começa com a

$mh_0$			$mh_0$			$mh_0$			$mh_0$		
$\frac{2}{\varepsilon}$	$\frac{2}{\varepsilon} x_{max}$	$x_{max}$	$\frac{2}{\varepsilon}$	$\frac{2}{\varepsilon} x_{max}$	$x_{max}$	$\frac{2}{\varepsilon}$	$\frac{2}{\varepsilon} x_{max}$	$x_{max}$	$\frac{2}{\varepsilon}$	$\frac{2}{\varepsilon} x_{max}$	$x_{max}$
0,00005	-0,0100	-200,00	0,026	-0,211	-8,115	0,30	-0,589	-1,963	0,92	-0,825	-0,897
0,0001	-0,0145	-145,0	0,028	-0,218	-7,785	0,31	-0,596	-1,923	0,94	-0,830	-0,883
0,0002	-0,0200	-100,0	0,030	-0,225	-7,500	0,32	-0,602	-1,881	0,96	-0,834	-0,869
0,0003	-0,0241	-80,33	0,035	-0,242	-6,914	0,33	-0,609	-1,845	0,90	-0,837	-0,854
0,0004	-0,0280	-70,00	0,040	-0,257	-6,425	0,34	-0,615	-1,808	1,00	-0,841	-0,841
0,0005	-0,0312	-62,40	0,045	-0,271	-6,022	0,35	-0,621	-1,774	1,05	-0,850	-0,810
0,0006	-0,0342	-57,00	0,050	-0,284	-5,680	0,36	-0,627	-1,742	1,10	-0,859	-0,781
0,0007	-0,0370	-52,90	0,055	-0,206	-5,382	0,37	-0,633	-1,710	1,15	-0,867	-0,754
0,0008	-0,0396	-49,50	0,060	-0,308	-5,133	0,38	-0,639	-1,682	1,20	-0,874	-0,728
0,0009	-0,0419	-46,55	0,065	-0,318	-4,892	0,39	-0,644	-1,651	1,25	-0,882	-0,706
0,0010	-0,0439	-43,90	0,070	-0,329	-4,700	0,40	-0,650	-1,625	1,30	-0,888	-0,683
0,0015	-0,0535	-35,67	0,075	-0,339	-4,520	0,42	-0,661	-1,574	1,35	-0,894	-0,662
0,0020	-0,0615	-30,75	0,080	-0,348	-4,350	0,44	-0,671	-1,525	1,40	-0,900	-0,643
0,0025	-0,0686	-27,44	0,085	-0,358	-4,212	0,46	-0,680	-1,478	1,45	-0,905	-0,624
0,0030	-0,0750	-25,00	0,090	-0,366	-4,062	0,48	-0,689	-1,435	1,50	-0,910	-0,607
0,0035	-0,0809	-23,14	0,095	-0,375	-3,947	0,50	-0,698	-1,396	1,60	-0,920	-0,575
0,0040	-0,0864	-21,60	0,10	-0,383	-3,830	0,52	-0,707	-1,360	1,70	-0,928	-0,546
0,0045	-0,0915	-20,33	0,11	-0,399	-3,627	0,54	-0,715	-1,324	1,80	-0,935	-0,519
0,0050	-0,0962	-19,45	0,12	-0,413	-3,442	0,56	-0,723	-1,291	1,90	-0,942	-0,496
0,0060	-0,105	-17,50	0,13	-0,427	-3,285	0,58	-0,730	-1,259	2,00	-0,948	-0,474
0,0070	-0,113	-16,14	0,14	-0,440	-3,143	0,60	-0,737	-1,228	2,1	-0,953	-0,454
0,0080	-0,121	-15,13	0,15	-0,453	-3,020	0,62	-0,744	-1,200	2,2	-0,957	-0,435
0,0090	-0,128	-14,22	0,16	-0,465	-2,906	0,64	-0,751	-1,173	2,3	-0,962	-0,418
0,010	-0,134	-13,40	0,17	-0,476	-2,800	0,66	-0,758	-1,148	2,4	-0,965	-0,402
0,011	-0,141	-12,82	0,18	-0,486	-2,700	0,68	-0,764	-1,124	2,5	-0,969	-0,388
0,012	-0,147	-12,25	0,19	-0,497	-2,616	0,70	-0,770	-1,100	2,6	-0,972	-0,374
0,013	-0,153	-11,77	0,20	-0,507	-2,535	0,72	-0,776	-1,078	2,7	-0,975	-0,361
0,014	-0,158	-11,29	0,21	-0,516	-2,457	0,74	-0,782	-1,057	2,8	-0,977	-0,349
0,015	-0,163	-10,87	0,22	-0,525	-2,386	0,76	-0,787	-1,036	2,9	-0,979	-0,338
0,016	-0,168	-10,50	0,23	-0,534	-2,322	0,78	-0,792	-1,015	3,0	-0,981	-0,327
0,017	-0,173	-10,18	0,24	-0,543	-2,262	0,80	-0,798	-0,998	3,5	-0,989	-0,283
0,018	-0,178	-9,889	0,25	-0,551	-2,204	0,82	-0,803	-0,979	4,0	-0,993	-0,248
0,019	-0,182	-9,579	0,26	-0,559	-2,150	0,84	-0,807	-0,961	4,5	-0,996	-0,221
0,020	-0,187	-9,350	0,27	-0,567	-2,100	0,86	-0,812	-0,941	5,0	-0,998	-0,200
0,022	-0,196	-8,909	0,28	-0,574	-2,050	0,88	-0,817	-0,928			
0,024	-0,204	-8,500	0,29	-0,582	-2,007	0,90	-0,821	-0,912			

Figura 6.182 Tabela indicando os valores de  $mz_{max}$  correspondentes aos valores de  $mh_0$

1	Valores de $\xi$ para $\tau =$											
	$\sqrt{\varepsilon}$	0,00	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
0,0	1,00	0,98	0,93	0,86	0,76	0,64	0,53	0,46	0,40	0,35	0,32	
0,1	1,00	0,98	0,93	0,86	0,76	0,65	0,54	0,45	0,38	0,33	0,29	
0,2	1,00	0,98	0,93	0,86	0,77	0,68	0,57	0,46	0,37	0,31	0,27	
0,3	1,00	0,98	0,94	0,87	0,79	0,70	0,60	0,49	0,39	0,31	0,26	
0,4	1,00	0,98	0,95	0,89	0,81	0,73	0,63	0,53	0,43	0,35	0,27	
0,5	1,00	0,99	0,96	0,90	0,83	0,75	0,66	0,57	0,48	0,39	0,31	
0,6	1,00	1,00	0,97	0,92	0,86	0,79	0,70	0,62	0,54	0,46	0,37	
0,7	1,00	1,00	0,98	0,93	0,88	0,81	0,74	0,67	0,59	0,52	0,44	
0,8	1,00	0,99	0,97	0,95	0,89	0,85	0,78	0,71	0,64	0,58	0,50	
0,9	1,00	0,99	0,97	0,95	0,92	0,87	0,82	0,75	0,69	0,63	0,57	
1,0	1,00	0,99	0,98	0,97	0,93	0,89	0,85	0,80	0,73	0,68	0,64	

Figura 6.183 Tabela indicando os valores de  $\xi$

Rejeição instantânea da plena carga  
Chaminé cilíndrica com seção constante

$$q = 0; \quad \Delta z = -v \left( \frac{f}{F} \Delta t \right); \quad \Delta v = \left( \frac{g}{L} \Delta t \right) (z - \alpha v^2)$$

Exemplo:  $\Delta t = 2''$ ;  $\frac{f}{F} \Delta t = 0,187$ ;  $\frac{g}{L} \Delta t = 0,0491$ ;  $\alpha = 0,0985$ ;  $v_0 = 3,44 \text{ m/s}$ ;  $z_0 = 1,17 \text{ m}$

$t =$ $= \Sigma \Delta t$	$v =$ $= v_0 + \Sigma \Delta v$	$\Delta z =$ $= -v \left( \frac{f}{F} \Delta t \right)$	$\Sigma \Delta z$	$z =$ $= z_0 + \Sigma \Delta z$	$v^2$	$\alpha v^2$	$z - \alpha v^2$	$\Delta v =$ $= \left( \frac{g}{L} \Delta t \right) (z - \alpha v^2)$	$\Sigma \Delta v$
0	3,440	0	0	+1,170	11,800	1,170	0	0	0
2	3,440	-0,643	-0,643	+0,527	11,800	1,170	-0,643	-0,032	-0,032
4	3,408	-0,637	-1,280	-0,110	11,650	1,142	-1,252	-0,061	-0,093
6	3,347	-0,625	-1,905	-0,735	11,205	1,105	-1,840	-0,090	-0,183
8	3,257	...	...						

Figura 6.184 Indicação, em forma de tabela, do cálculo de uma chaminé de equilíbrio, cilíndrica, seção constante, para o caso de rejeição instantânea de plena carga

velocidade calculada em base nos resultados da linha anterior.

Foram projetadas, no passado, chaminés com extravasor para se diminuir a altura. Porém tal solução tem dois inconvenientes: o volume d'água que passou pelo extravasor está perdido para a produção de energia e sua restituição ao rio precisa de construções às vezes bastante dispendiosas.

6.7.4.2.1.2 Aumento da carga das turbinas

Nesse caso, deve ser determinada a maior perda de carga provável no adutor, aplicando-se os fatores mais desfavoráveis do atrito, etc.

Enquanto que no caso da diminuição da carga se calcula geralmente, salvo casos excepcionais, com a rejeição instantânea da plena carga, porque esse fato pode acontecer na operação da usina, no caso do aumento da carga, não é necessário levar em conta condições tão rigorosas. A hipótese de um aumento instantâneo de zero para plena carga está justificada apenas em casos especiais. Muitas vezes basta dimensionar-se a chaminé de equilíbrio para o aumento da carga parcial, com a descarga correspondente de  $nQ_0$ , para a plena carga em  $Q_0$ . Na determinação do valor de  $n$ , devem ser levados em conta o número das usinas que abastecem a rede elétrica, o número e a capacidade de suas máquinas e a relação da capacidade da própria usina à capacidade total da rede. O aumento da carga de quase zero para a plena carga é possível se as máquinas estão rodando sem carga e, por uma exigência da rede elétrica, os distribuidores das turbinas abrem automaticamente por completo. Geralmente basta adotar um valor de  $n = 0,5$  até  $n = 0,75$ . A maioria das fórmulas está baseada na suposição que o engolimento das turbinas fique constante durante as oscilações na chaminé de equilíbrio. Porém essa hipótese coincide apenas aproximadamente com a realidade. Quando o distribuidor da turbina está completamente aberto, então a descarga diminui durante a descida do nível d'água

que diminui a queda, ou quando o distribuidor não está completamente aberto; com a diminuição da queda, o consumo d'água na turbina aumenta se o regulador mantém a frequência e a potência da turbina constantes. A Fig. 6.185 elucida essas circunstâncias.

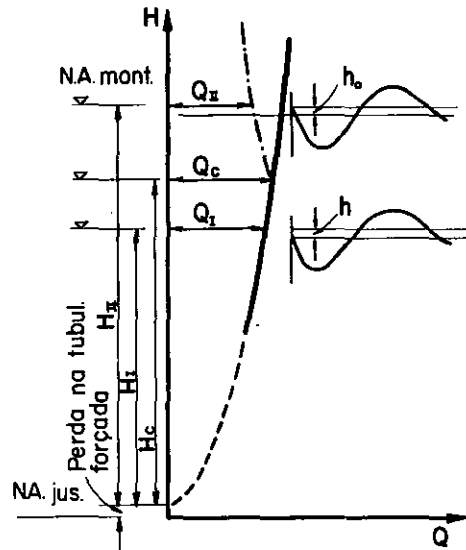


Figura 6.185 Diagrama do aumento de carga de uma tubulação, em função das oscilações da água na chaminé de equilíbrio

O engolimento de uma turbina, construída para a queda  $H_c$  e a descarga  $Q_c$ , sob qualquer queda  $H_x$ , é

$$Q_x = Q_c \frac{H_x}{H_c}$$

Na figura, a curva em traço contínuo representa essa lei. Se a oscilação cobre uma zona de  $H$  menor que  $H_c$ , então, durante a descida do nível d'água na chaminé, o consumo d'água da turbina diminui e a unidade geradora não pode manter a potência constante. Se a oscilação se efetua na zona acima de  $H_0$  e a potência



do gerador é limitada à correspondente a  $H_c$  e  $Q_c$ , o possível aumento do engolimento da turbina; durante a subida do nível d'água na chaminé, não pode ser aproveitado e o consumo da turbina diminui com a subida e cresce com a descida do nível d'água.

Desprezada a variação do rendimento da turbina, a lei da potência constante é

$$Q_x = \frac{Q_c H_c}{H_x}$$

apresentada pela curva tracejada.

A carga parcial, antes do aumento, é avaliada mais ou menos arbitrariamente. Em geral, os cálculos baseiam-se na suposição de consumo d'água constante da turbina, para se evitar uma complicação desnecessária do cálculo. Somente em casos especiais, leva-se em conta a descarga variável com a queda. Porém, para a estabilidade hidráulica da chaminé que será tratada em um item posterior, o aumento da descarga com nível d'água em descida é muito importante.

Para o caso de consumo constante d'água pelas turbinas, foram desenvolvidas várias fórmulas, introduzindo-se simplificações para se poder solucionar a equação diferencial fundamental. Adotando a oscilação do nível d'água em forma de senóide, Frank chegou à equação

$$z_{max} = h_0(n^2 + c) + c^2 h_0^2 + \frac{Lfv_0^2}{gF} (1-n)^2$$

onde

$$c = (1-n) \frac{\pi}{8} (3+n) - 1$$

O valor de  $c$  pode ser tirado da seguinte tabela:

$n = 0,0$	0,1	0,2	0,273	0,3	0,4
$c = 0,1781$	0,1956	0,2056	0,2074	0,2071	0,2011
$n = 0,5$	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$c = 0,1875$	0,1655	0,1359	0,0984	0,0532	0,000

Vogt chegou à equação

$$x_{max} = 1 + \left[ \sqrt{\varepsilon - 0,275 \sqrt{n}} + \frac{0,05}{\varepsilon} - 0,9 \right] (1-n) \left( 1 - \frac{n}{\varepsilon^{0,62}} \right)$$

que pode ser solucionada usando-se o gráfico da Fig. 6.186.

Para o caso de aumento de consumo das turbinas, com a diminuição da queda e vice-versa, em toda a zona da oscilação, o autor confeccionou o gráfico da Fig. 6.187 com base em integrações gráficas.

Caso  $\varepsilon$  seja maior que 20, as curvas correspondentes a  $n = 0$  e  $n = 0,5$ , para um determinado  $\beta$  diferente das curvas do gráfico, podem ser interpoladas a sentimento. No caso em que  $n$  seja igual à unidade,  $x_{max}$  o é também. Então  $x_{max}$  pode ser interpolado linearmente entre 1,0 e a curva para  $n = 0,5$ , ou entre as curvas para  $n = 0,5$  e  $n = 0$ . Para valores de  $\varepsilon$  menores que 20, aconselha-se sempre a interpolação gráfica, usando-se os três pontos para  $n = 1$ ,  $n = 0,5$  e  $n = 0$ .

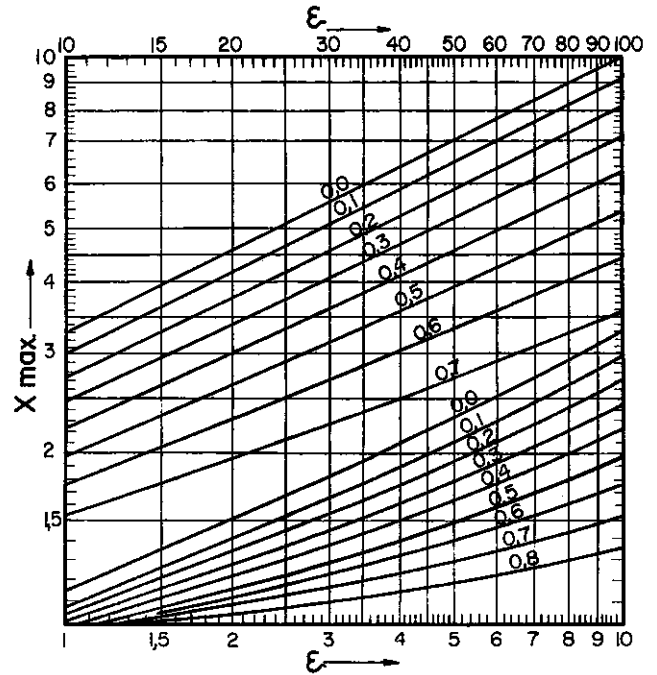


Figura 6.186 Ábaco para determinação de equação de Vogt

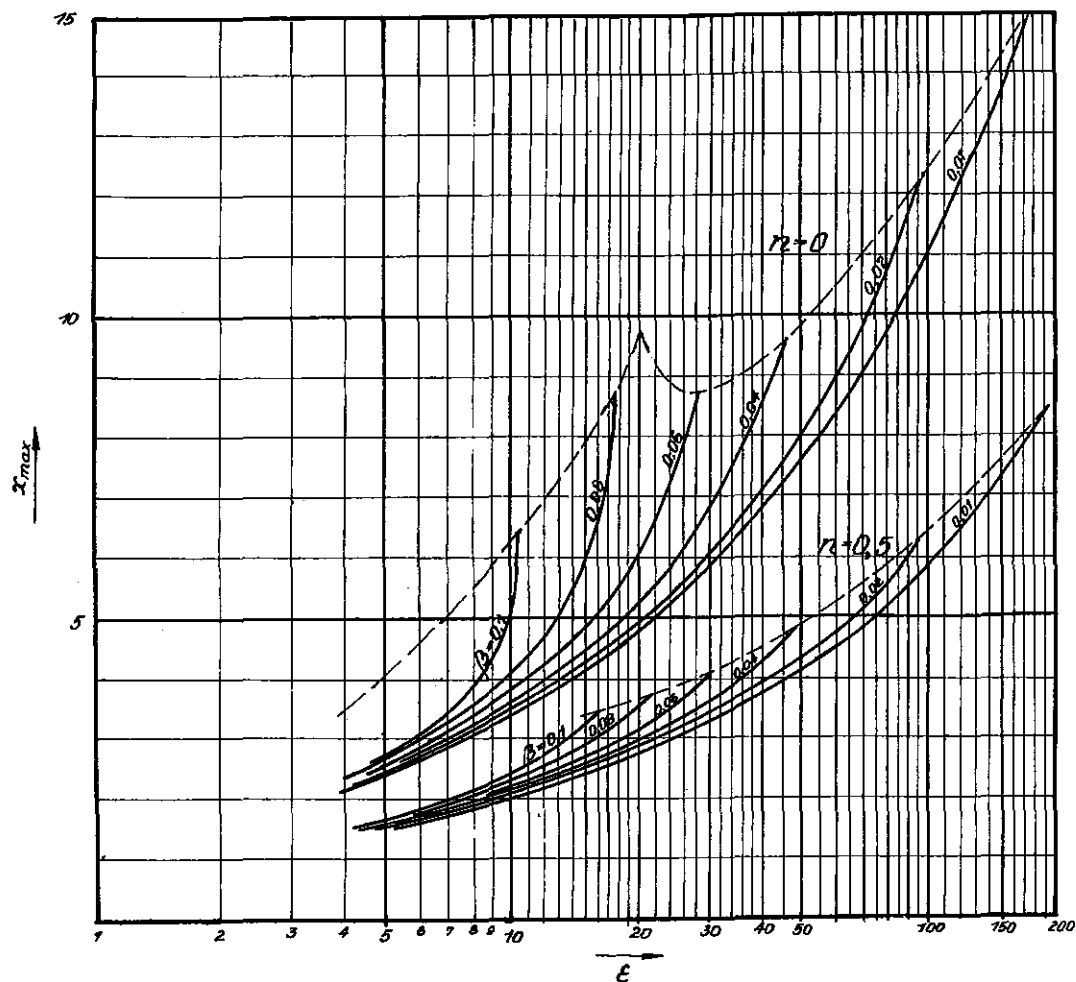
A linha tracejada no gráfico indica o limite de estabilidade hidráulica, que será tratada mais adiante. A integração numérica eventualmente necessária etetua-se analogamente ao procedimento para rejeição da carga. Porém, nesse caso,  $q$  tem um valor fixo ou variável, segundo as equações acima indicadas.

#### 6.7.4.2.1.3 Mudança rítmica da carga

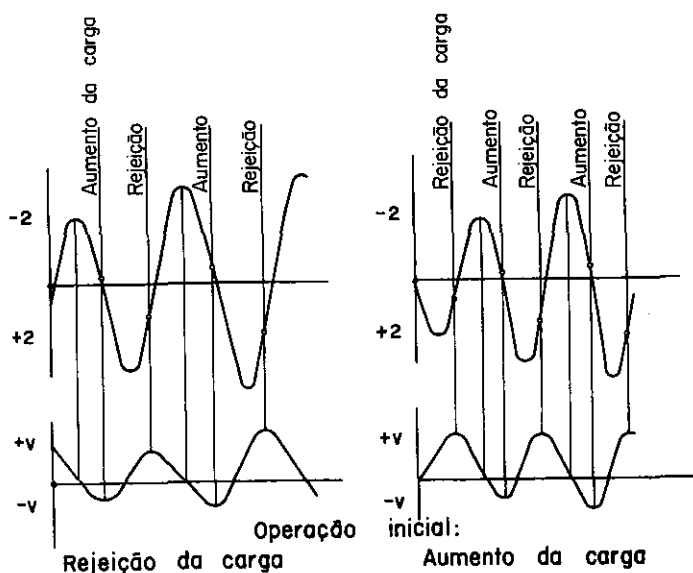
Pode acontecer que os geradores da usina sejam desligados da rede, por qualquer motivo e depois de certo tempo sejam religados. Se essa operação é efetuada no momento mais desfavorável, quando a velocidade no adutor alcança o máximo negativo, isto é, em direção à represa, a amplitude da oscilação aumenta. Suponhamos que, no momento em que a velocidade alcança o máximo no sentido contrário, os geradores sejam outra vez desligados, as oscilações são aumentadas em vez de amortecidas. Essa seqüência de rejeição e aumento da carga pode repetir-se.

Pode acontecer o caso contrário: depois de um aumento da carga, os geradores serão desligados no momento em que a velocidade fica máxima na direção para a chaminé e religados no momento da máxima velocidade em direção à represa. Essa seqüência também atua no sentido de aumentar a amplitude das oscilações e pode repetir-se várias vezes. A Fig. 6.188 elucida essas deduções.

Na decisão sobre o número dessas mudanças de carga, que devem ser levadas em conta na fixação dos níveis máximos e mínimos d'água, deve ser avaliada a probabilidade do acontecimento da mudança. Existem inúmeras chaminés de equilíbrio que são dimensionadas sem levar em conta esse fenômeno e não se conhece nenhum caso em que a chaminé tenha transbordado ou que tenha havido sucção de ar pela tubulação forçada por causa da mudança rítmica da carga.



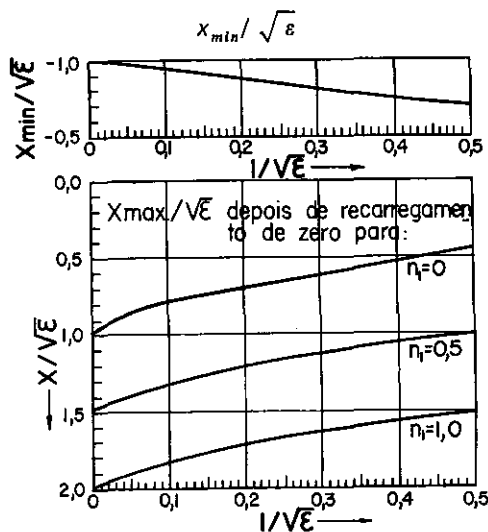
**Figura 6.187** Gráfico para indicação do aumento de consumo das turbinas, com o aumento ou diminuição da queda, em toda a zona de oscilação



**Figura 6.188** Curvas das seqüências de oscilações na chaminé de equilíbrio, com mudança rítmica de carga nas turbinas

Em vista disso, não devem ser exagerados os cuidados à custa da economia e geralmente é suficiente calcular-se com, no máximo, duas mudanças consecutivas.

O nível d'água mínimo,  $z_{max}$ , depois de uma rejeição da plena carga e do seguinte aumento do consumo d'água de zero para  $\eta_1 Q_0$ , pode ser definido usando-se o gráfico da Fig. 6.189. Para uma chaminé com determinada área e conseqüentemente um certo  $\epsilon$ , pode-se tirar, da parte superior, o correspondente valor



**Figura 6.189** Gráfico definindo o aumento de consumo d'água, após uma rejeição da plena carga

e daí determina-se, com

$$z_{min} = \frac{x_{min}}{\sqrt{\varepsilon}} \sqrt{\varepsilon} h_0.$$

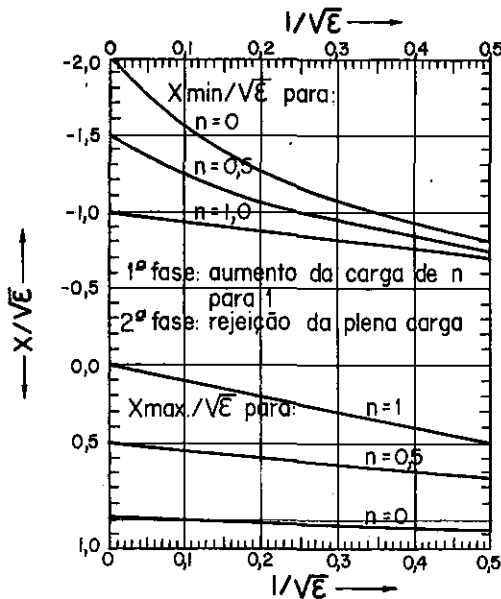
o nível máximo na chaminé. Depois de alcançar essa altura, o nível d'água vai descer e, no momento em que a velocidade no adutor fica no mínimo

$$v_{min} = v_0 \sqrt{\alpha}.$$

o consumo da turbina sobe de zero para  $n_1$ . Da parte inferior do diagrama, pode-se tirar os valores de  $x \sqrt{\varepsilon}$  para diversos valores de  $n_1$  e a depleção máxima, de-abaixo do nível estático, calcula-se em

$$z_{max} = \frac{x_{max}}{\sqrt{\varepsilon}} h_0 \sqrt{\varepsilon}.$$

No segundo caso, aumento de carga de  $n$  para 1 seguido pela rejeição da plena carga, os valores para  $x_{min}/\sqrt{\varepsilon}$  e  $x_{max}/\sqrt{\varepsilon}$  podem ser tirados da Fig. 6.190 e determinados os níveis d'água máximo e mínimo na chaminé.



**Figura 6.190** Gráfico indicando os níveis máximo e mínimo na chaminé de equilíbrio, no caso do aumento de carga de  $n$  para 1

6.7.4.2.2 CHAMINÉ COM CÂMARAS

O valor de um volume d'água, no que diz respeito ao amortecimento das oscilações, é tanto maior quanto mais afastado está do nível d'água estático do sistema. Daí surgiu a idéia de colocar os volumes grandes na altura dos níveis d'água extremos e ligá-los com um poço de pequena área e, assim, foi desenvolvida a chaminé que tem uma câmara superior e uma inferior. O poço de ligação tem apenas a seção necessária para o amortecimento de oscilações cujas pontas não chegam até às câmaras.

A forma ideal seria composta de duas câmaras, com seu volume concentrado na altura do nível máximo e mínimo respectivamente, e de um poço de ligação com a seção igual a zero. Essa forma não é viável,

principalmente porque o poço deve ter uma seção definida, como foi explicado acima. Porém esse caso tem certa importância também para chaminés que não correspondam completamente ao caso ideal, e por isso será mencionado sucintamente.

Nesse caso, a equação integral pode ser resolvida porque  $z$  fica constante. No caso da rejeição instantânea da plena carga, a câmara superior deve ter o volume

$$V = \frac{Lfv_0^2}{2gh_0} \ln \left[ 1 + \frac{1}{x_{max}} \right]$$

e a inferior, no caso de aumento da carga, o volume

$$V = \frac{Lfv_0^2}{2gh_0} \ln \left[ \frac{x_{max}-1}{x_{max}-n^2} \left( \frac{x_{max}+1}{x_{max}-1} \cdot \frac{x_{max}-n}{x_{max}+n} \right) \right].$$

6.7.4.2.2.1 Câmaras abertas

A Fig. 6.174(b) mostra esse tipo. A transição entre o poço e as câmaras não têm construções que as separe parcialmente, como soleiras, paredes, etc.

6.7.4.2.2.1.1 Rejeição da plena carga

Serão pré-determinadas a altura do fundo da câmara superior em relação ao nível d'água estático ( $z_c$ ), sua área da seção horizontal ( $F_c$ ) e a área da seção do poço ( $F_p$ ). Supõe-se que a área da câmara fique constante até a altura de  $z_{max}$ , o que acontece somente no caso de uma câmara com seção vertical retangular. Se a seção tiver outra forma, por exemplo, circular, deve ser transformada em retangular com o mesmo eixo de gravidade, por exemplo, quadrada, e o fundo dessa seção determina o  $z_c$ .

Com a finalidade de se estudar a solução mais econômica, devem ser variados os valores de  $z_c$  e  $F_c$ .

Determina-se, primeiro, a característica da câmara:

$$\varepsilon_c = \frac{Lfv_0^2}{gF_c h_0^2}$$

e

$$x_c = \frac{z_c}{h_0}.$$

O nível máximo na chaminé pode ser determinado usando-se os nomogramas da Fig. 6.191. Calculam-se os valores  $F_p/F_c$ ,  $(1-x_c)/\varepsilon_c \cdot F_p/F_c$  e  $x_c/\varepsilon_c$ ; obtém-se o raio de  $(1-x_c)/\varepsilon_c \cdot F_p/F_c$  por  $F_p/F_c$  até o eixo sem escala e daí outro raio até  $x_c/\varepsilon_c$ , que corta a escala curvada no valor procurado de  $m = (x-x_{max})/\varepsilon_c$ . Então

$$x_{max} = x_c - m\varepsilon_c.$$

6.7.4.2.2.1.2 Aumento da carga de  $n$  para 1

O procedimento é semelhante ao anterior. Estão pré-fixados os valores de  $n$ ,  $z_{max}$ ,  $F_p$  e  $z_c$  que significa nesse caso o teto da câmara inferior. A área necessária da seção horizontal da câmara determina-se pela fórmula

$$F_c = \frac{\left( \frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_c} - 1 \right)}{1 - \left( \frac{x_k - n^2}{x_{max} - n^2} \right) \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1}}$$

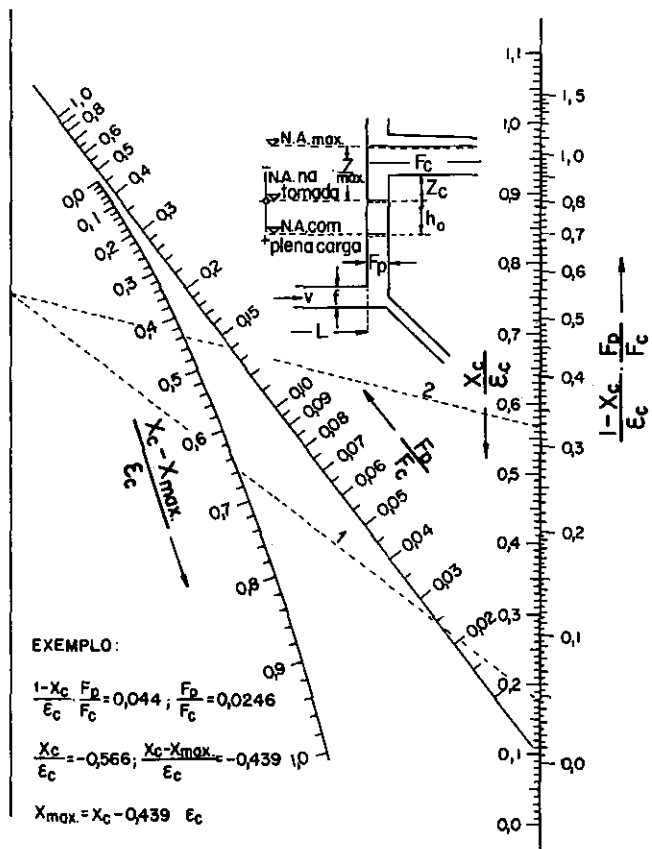
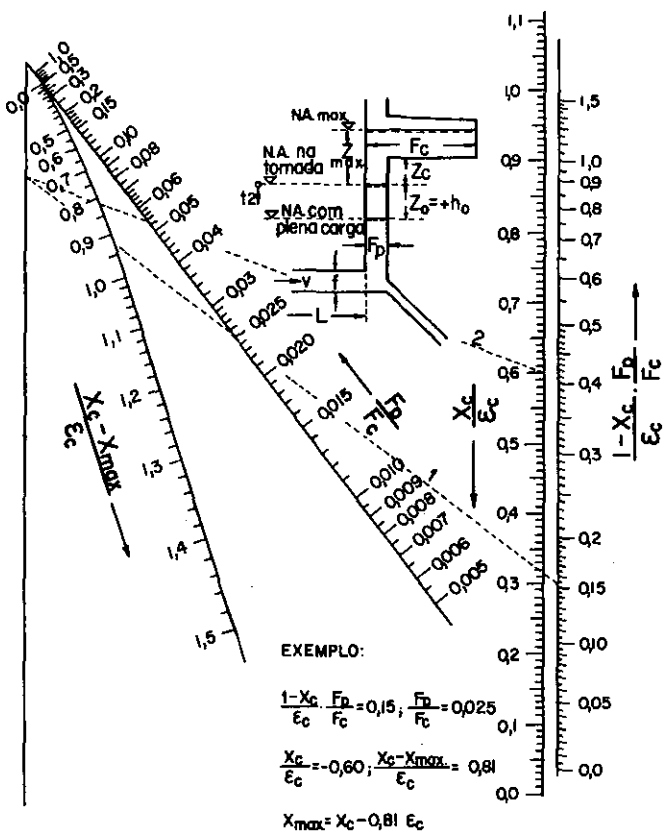


Figura 6.191 Nomogramas para determinação do nível máximo na chaminé de equilíbrio, com dois exemplos característicos de rejeição da plena carga

onde

$$\epsilon_p = \frac{Lfv_0^2}{gF_p h_0^2}$$

O quociente  $\epsilon_1/\epsilon_2$  depende apenas de  $n$  e  $x_{max}$  e pode ser tirado do gráfico da Fig. 6.192;  $\epsilon_2$  significa a característica de uma chaminé cilíndrica e pode ser tirada da Fig. 6.185. A área  $F_c$ , então, pode ser determinada usando-se os nomogramas da Fig. 6.193, que compreendem diferentes formas. Tira-se o raio de  $x_c - n^2/x_{max} - n^2$  por  $\epsilon_1/\epsilon_2$  até o eixo direito sem escala, depois uma tangente à curva inferior até o eixo esquerdo e daí um raio passando por  $\epsilon_c/\epsilon^2$  até a escala de  $F_c/F_p$ . Sendo a seção do poço  $F_p$  pré-fixada, resulta a área horizontal necessária da câmara inferior.

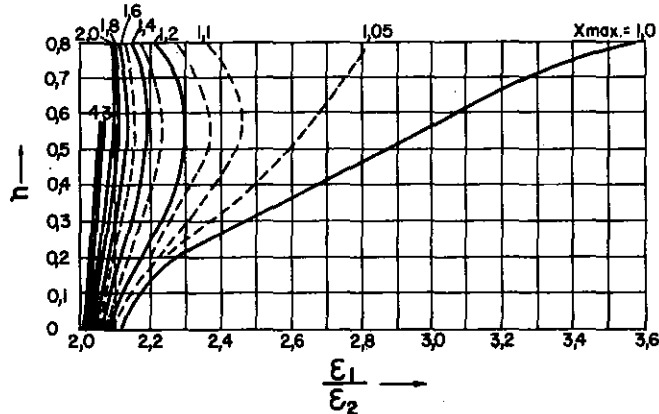


Figura 6.192 Gráfico para determinação do quociente  $\epsilon_1/\epsilon_2$

#### 6.7.4.2.2.2 Câmaras separadas

##### 6.7.4.2.2.2.1 Rejeição de carga

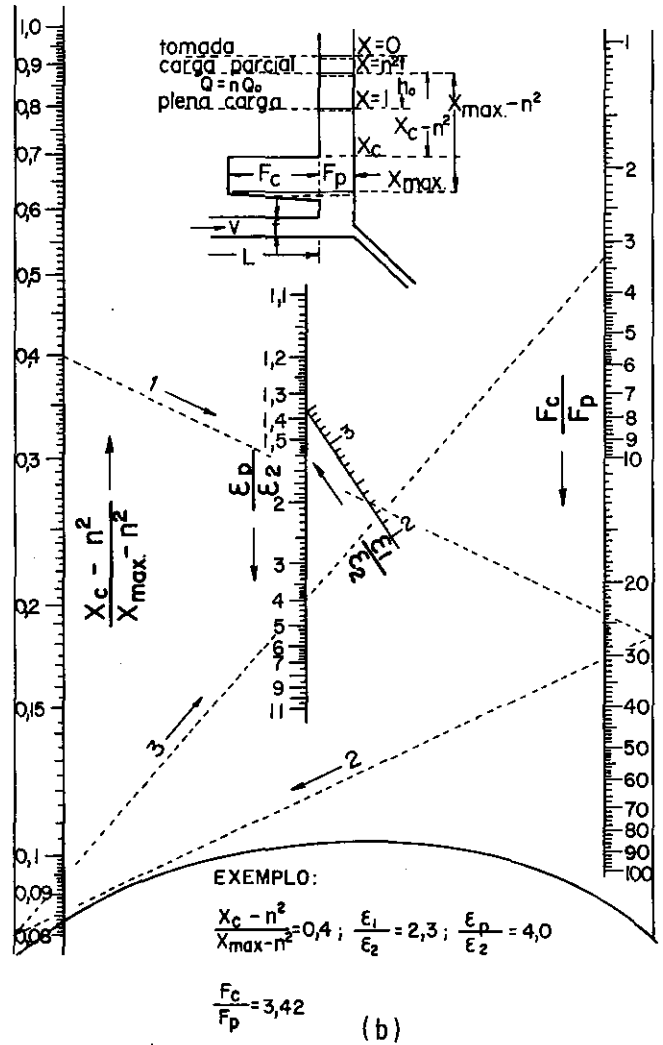
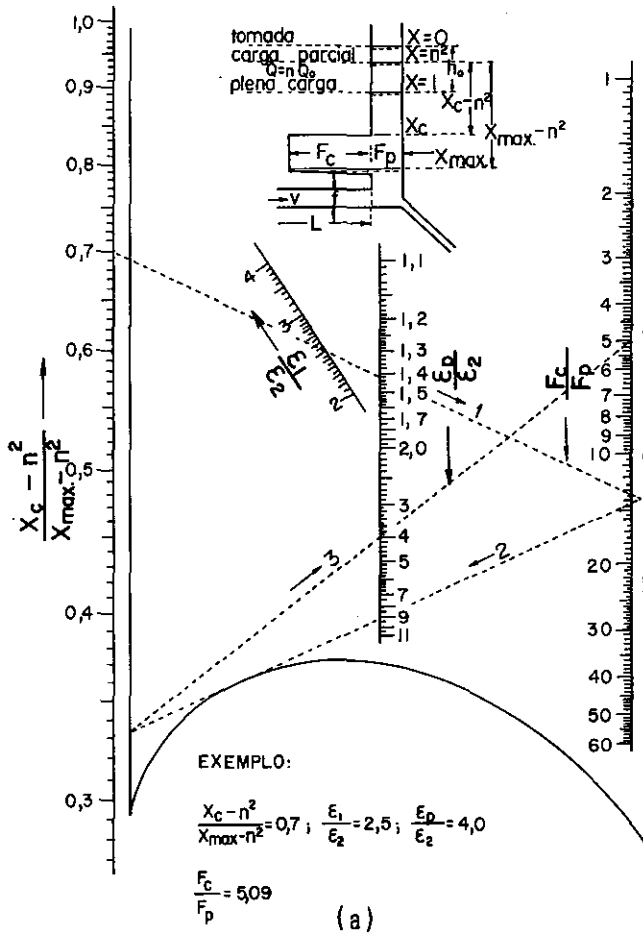
Com a intenção de concentrar o efeito das câmaras ainda mais alto, é intercalado, entre o poço e a câmara, um muro que age como um vertedouro. A água entra na câmara somente depois de seu nível ultrapassar a crista desse muro. Na altura do fundo da câmara, o muro tem uma abertura para possibilitar seu esvaziamento, depois que o nível d'água no poço baixou. Assim, a forma da chaminé se aproxima mais ainda da forma ideal descrita no item 6.7.4.2.2, porém com as seguintes diferenças:

1. A velocidade d'água já havia diminuído quando seu nível alcançou a crista do muro.
2. O volume da câmara não está concentrado exatamente na altura do nível máximo, mas um pouco abaixo. Esta altura foi determinada por meio de integrações numéricas em  $0,85|x_{max}| + 0,15|x_c|$ .
3. A influência do volume do poço situado acima da crista do muro divisor deve ser levada em conta.

O volume necessário da câmara superior será definido pela fórmula

$$V = \frac{Lfv_0^2}{2gh_0} \ln \left[ 1 + \frac{y_c^2}{0,85|x_{max}| + 0,15|x_c|} \right] - F_p h_0 (|x_{max}| - |x_c|)$$

onde o índice  $c$  significa os valores respectivos do nível d'água na altura da crista do muro divisor. Para  $x_{max}$  e  $x_c$  devem ser introduzidos os valores absolutos.



**Figura 6.193** Nomogramas para determinação da área da câmara lateral de uma chaminé de equilíbrio, com dois exemplos de aumento de carga de  $n$  para 1

O valor de  $y_c$  pode ser tirado do gráfico da Fig. 6.194 e da Fig. 6.195, o de

$$\ln \left[ 1 + \frac{y_c^2}{0.85 |x_{max}| + 0.15 |x_c|} \right]$$

O jato d'água  $h_v$  que passa sobre a crista tem a espessura aproximada de  $z_{max} - h_c$  e a descarga pode ser avaliada em  $y_c \cdot Q_0$ . Então o comprimento da crista no muro deve ser aproximadamente de

$$L = \frac{y_c \cdot Q_0}{2.0 \cdot h_v^{3/2}}$$

Deve ser verificado se as dimensões do poço e da câmara permitem a construção de um muro divisor desse comprimento. O muro pode ter forma circular, em planta, com diâmetro igual ao do poço e ser rodeado de um canal pelo qual a água passa para a câmara. Eventualmente  $z_{max}$  deve ser aumentado e/ou  $h_c$  diminuído. Para o dimensionamento da chaminé, devem ser adotados valores preliminares de  $z_{max}$  e  $h_c$  e definido o volume necessário da câmara. Mudando esses valores, pode ser determinada a solução mais econômica.

6.7.4.2.2.2 Aumento da carga de  $n$  para 1

Análoga ao muro na câmara superior, pode ser construída uma parede na câmara inferior, porém ligada

ao teto da câmara e com a abertura embaixo. Assim, no caso do aumento da carga, o nível d'água cai rapidamente até o máximo, antes que a câmara se esvazie.

Nas Figs. 6.196 e 6.197, encontram-se delineadas duas formas da câmara inferior. No caso da Fig. 6.196, a câmara é formada por um aumento da área do túnel adutor, enquanto a Fig. 6.197 mostra uma câmara separada do túnel. A solução apresentada na Fig. 6.198 diminui ainda mais o volume necessário da câmara colocando-a na mesma altura que o túnel adutor no qual acontece, assim, uma ligeira subpressão. A localização altimétrica da câmara está apenas limitada pela subpressão admissível no túnel.

O arranjo do muro divisor faz com que o nível d'água baixe até chegar ao canto inferior do muro, que é executado de forma dentada, sem que a câmara seja esvaziada. Nesse instante entra ar pelo canal  $e$ , na câmara, possibilitando, assim, seu esvaziamento. O reenchimento da câmara é possível se o ar nela contido puder sair, o que se efetua pela abertura  $d$ .

O volume necessário da câmara define-se pela fórmula

$$V = \frac{Lfv_0^2}{gh_0} = \frac{x_{max} - n^2}{\epsilon_1} \left( 1 - \frac{\epsilon_2}{\epsilon_p} \right)$$

Para a determinação de  $x_{max}$ , pré-fixado o valor do quociente  $(x_m - n^2) (\epsilon_1)$ , tira-se da Fig. 6.199. O

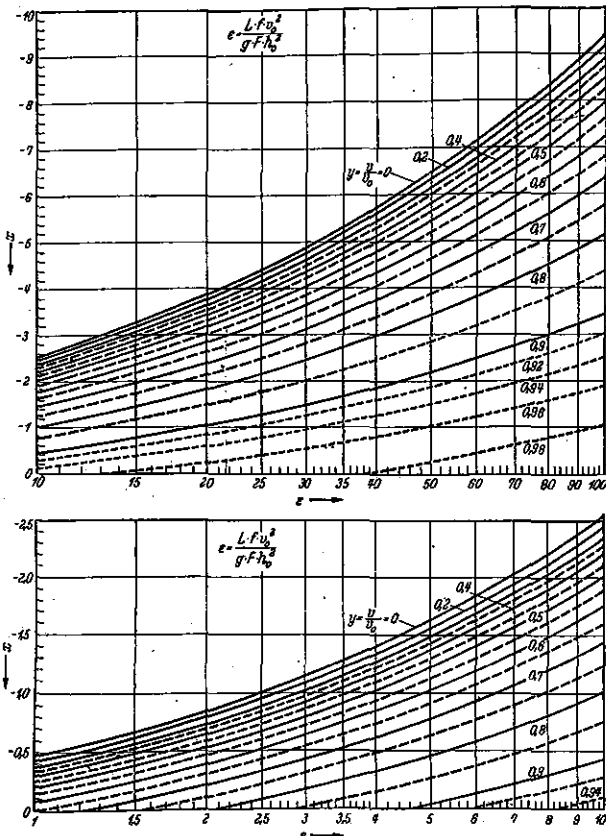


Figura 6.194 Gráfico para determinação do valor de  $y_c$

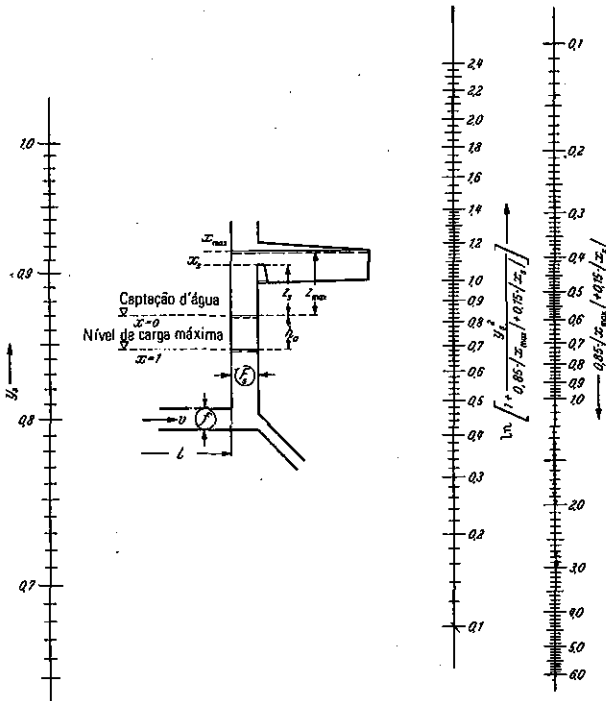


Figura 6.195 Nomograma para determinação de elementos para o cálculo de câmara separada, no caso de rejeição de carga

valor de  $\varepsilon_2$ , para os valores escolhidos de  $n$  e  $x_{max}$ , consta no gráfico da Fig. 6.186 e  $\varepsilon_p$  será determinado pela fórmula

$$\varepsilon_p = \frac{L v_0^2}{g F_p \cdot h_0^2}$$

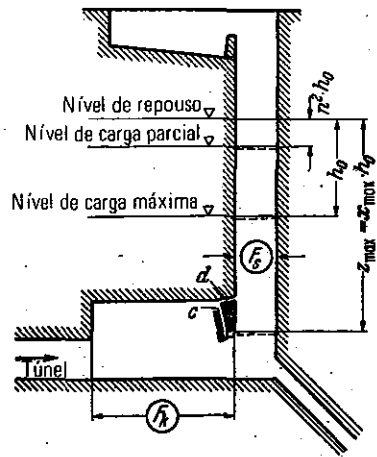


Figura 6.196 Câmara de equilíbrio inferior formada por um aumento do túnel adutor

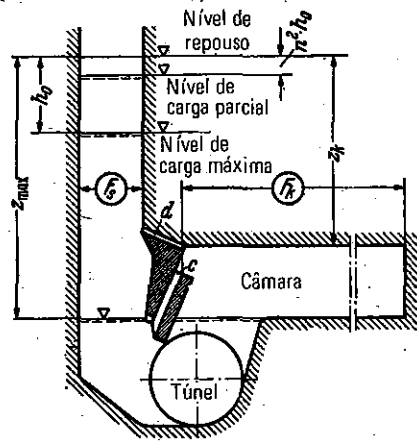


Figura 6.197 Câmara de equilíbrio inferior separada do túnel adutor

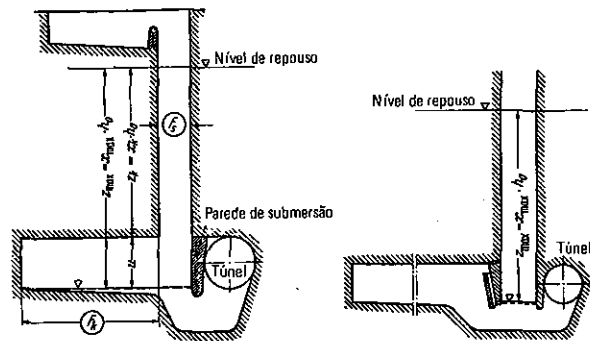


Figura 6.198 Tipos de câmaras de equilíbrio inferior, de pequeno volume, com mesma altura do túnel adutor

6.7.4.2.3 Exemplo

Uma usina de queda alta, com reservatório, tem os seguintes dados:  $L = 4\,200$  m;  $f = 4,91$  m<sup>2</sup>;  $Q_0 = 10,3$  m<sup>3</sup>/s;  $v_0 = 2,10$  m/s. O nível d'água na represa oscila entre as cotas 116 e 126 m. A diferença dos níveis d'água na represa e na chaminé foi calculada em  $h_0 = 9$  m, no máximo, e  $h_0 = 7,50$  m, no mínimo. A área do poço foi determinada em  $F_p = 4,91$  m<sup>2</sup>, para garantir a estabilidade hidráulica. A chaminé deve ser projetada em câmaras.

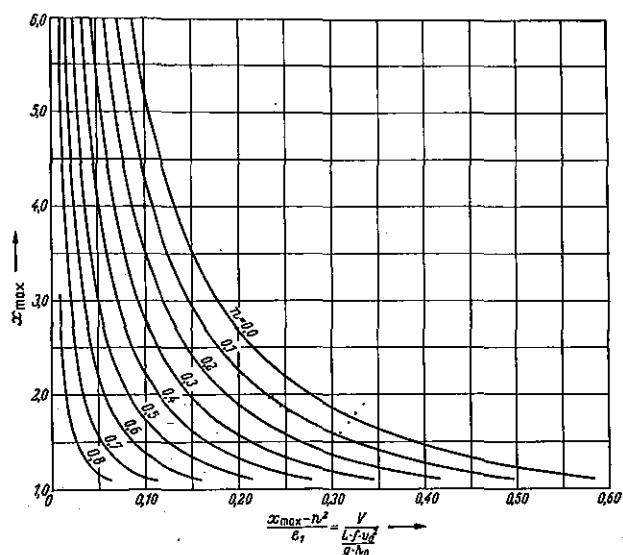


Figura 6.199 Gráfico para determinação de  $x_{max}$ , pré-fixado o valor de  $\epsilon_1$

**Câmara superior**

O fundo da câmara superior aberta foi fixado na cota +129,50 m, então

$$Z_c = -(129,50 - 126,00) = -3,50 \text{ m.}$$

A área da câmara é

$$F_0 = 200 \text{ m}^2,$$

$$\epsilon_0 = \frac{4\,200 \cdot 49,1 \cdot 2,1^2}{9,81 \cdot 200 \cdot 7,5^2} = 0,825,$$

$$x_c = -\frac{3,50}{4,50} = -0,467,$$

$$\frac{F_p}{F_c} = \frac{4,91}{200} = 0,0246,$$

$$\frac{1 - x_c}{\epsilon_c} \cdot \frac{F_p}{F_c} = \frac{1 + 0,467}{0,825} \cdot 0,0246 = 0,0437.$$

Com esses valores, obtém-se no nomograma da Fig. 6.191

$$\frac{x_c - x_{max}}{\epsilon_c} = 0,439$$

e daí

$$x_{max} = -0,467 - 0,439 \cdot 0,825 = -0,829,$$

$$Z_{max} = -0,829 \cdot 7,50 = -6,22 \text{ m.}$$

O nível d'água na câmara alcança, então, a cota +126,00 + 6,22 = +132,22 m.

A câmara tem largura de 2,5 m e a profundidade d'água é de 132,22 - 129,5 = 2,72 m. O seu comprimento é de 78 m, para ter em conjunto com o poço a área de 200 m<sup>2</sup>. O seu volume é então

$$2,72 \cdot 2,5 \cdot 78 = 530,4 \text{ m}^3.$$

Esse volume pode ser reduzido prevendo-se um muro divisor. A descarga no túnel diminui para aproximadamente 0,95 Q<sub>0</sub> = 9,8 m<sup>3</sup>/s, no momento em que o nível d'água alcança a crista do muro, cujo compri-

mento não será muito maior que o diâmetro do poço de 2,5 m. A espessura do jato d'água passando sobre a crista do muro será de aproximadamente 1,5 m e a crista será fixada na cota +130,75 m.

Então

$$Z_c = -(130,75 - 126,00) = -4,75 \text{ m,}$$

$$x_c = -\frac{4,75}{7,50} = -0,633.$$

$$x_{max} = -0,829,$$

$$\epsilon_p = \frac{4\,200 \cdot 4,91 \cdot 2,1^2}{9,81 \cdot 4,91 \cdot 7,5^2} = 33,6.$$

Do gráfico da Fig. 6.194, tira-se, para  $\epsilon = 33,6$  e  $x_{max} = -0,829$ ,

$$y_c = \frac{v}{v_0} = 0,95.$$

O volume da câmara, então, deve ser

$$V = \frac{4\,200 \cdot 4,91 \cdot 2,1^2}{2 \cdot 9,81 \cdot 7,50} \cdot \ln \left\{ 1 + \frac{0,95^2}{0,85 \cdot 0,829 + 0,15 \cdot 0,633} \right\} - 4,91 \cdot 7,5(0,829 - 0,633).$$

O valor de ln é verificado no nomograma da Fig. 6.195 para  $y_c = 0,95$  e  $0,85/x_{max} + 0,15/x_c = 0,8$ , em 0,766. Então tem-se

$$V = 466 \text{ m}^3$$

e a economia é de

$$\frac{529 - 466}{529} \cdot 100 = 12\%.$$

**Câmara inferior**

A chaminé deve ser dimensionada para aumento da carga de  $n = 0,4$  para  $n = 1,0$ . Nível d'água mínimo na represa na cota 116 m e  $h_0 = 9$  m.

**Câmara aberta**

A seção circular, com 2,50 m de diâmetro e o eixo na cota +103,75 m, será transformada em quadrada de 2,22/2,22 m, com o mesmo eixo. Então

$$Z_c = 116,00 - 103,75 + \frac{2,22}{2} = 11,14 \text{ m,}$$

$$x_c = \frac{11,14}{9,00} = 1,238,$$

$$Z_{max} = 116,00 - 103,75 - \frac{2,22}{2} = 13,36 \text{ m,}$$

$$x_{max} = \frac{13,36}{9,00} = 1,485,$$

$$x_c - n^2 = 1,238 - 0,4^2 = 1,078,$$

$$x_{max} - n^2 = 1,485 - 0,4^2 = 1,325,$$

$$\frac{x_c - n^2}{x_{max} - n^2} = \frac{1,078}{1,325} = 0,813.$$

Pelo gráfico da Fig. 6.199, para  $n = 0,4$  e  $x_{max} = 1,485$ , tem-se

$$\frac{x_{max} - n^2}{\epsilon_1} = 0,1685.$$

$$\epsilon_1 = \frac{1,325}{0,1685} = 7,86.$$

Da Fig. 6.186, obtém-se

$$\epsilon_2 = 3,65; \quad \epsilon_1/\epsilon_2 = 7,86/3,65 = 2,15.$$

E da Fig. 6.193(a)

$$\frac{F_c}{F_p} = 15 \quad \text{e} \quad F_c = 15 \cdot 4,91 = 73,7 \text{ m}^2.$$

O comprimento da câmara resulta em

$$L_c = 73,7/2,22 = 33,2 \text{ m}$$

e o volume

$$V = 33,2 \cdot 4,91 = 163 \text{ m}^3.$$

#### Câmara separada

Canto inferior do muro divisor +102,50 e daí

$$z_{max} = +13,5; \quad x_{max} = +1,50;$$

e

$$\frac{x_{max} - n^2}{\epsilon_1} = 0,1685; \quad \epsilon_p = \frac{4 \cdot 200 \cdot 4,91 \cdot 2,1^2}{9,81 \cdot 4,91 \cdot 9,0^2} = 23,3.$$

Volume da câmara:

$$V = \frac{4 \cdot 200 \cdot 4,91 \cdot 2,1^2}{9,81 \cdot 9,00} \cdot 0,1685 \left(1 - \frac{3,65}{23,3}\right) = 146 \text{ m}^3.$$

Isso significa economia de 13%.

#### Câmara rebaixada

O fundo da câmara e o nível d'água mínimo na câmara ficam na cota do fundo do túnel +99,50 e a aresta inferior da parede submersa entre o túnel e o poço, cerca de 50 cm mais baixo, para impedir a entrada do ar no túnel. No teto do túnel acontece uma subpressão de  $102,00 - 99,5 = 2,5 \text{ m}$  de CA (Fig. 6.200);

$$z_{max} = 116,00 - 99,50 = +16,50,$$

$$z_{max} = \frac{16,50}{9,00} = 1,8333.$$

Nesse caso é, para  $x_{max} = 1,833$  e  $n = 0,4$ ,

$$\frac{x_{max} - n^2}{\epsilon_1} = 0,127;$$

$$\epsilon_2 = 6,32 \quad (\text{veja a Fig. 6.186});$$

$$V = \frac{4 \cdot 200 \cdot 4,91 \cdot 2,18^2}{9,81 \cdot 9,00} \cdot 0,127 \left(1 - \frac{6,32}{23,3}\right) = 95,5 \text{ m}^3.$$

A economia em relação à câmara é de 43%.

#### 6.7.4.2.3 CHAMINÉ DE EQUILÍBRIO COM ESTRANGULAMENTO

##### 6.7.4.2.3.1 Generalidades

A característica desse tipo de chaminé é que não existe ligação livre de qualquer impedimento, tanto entre

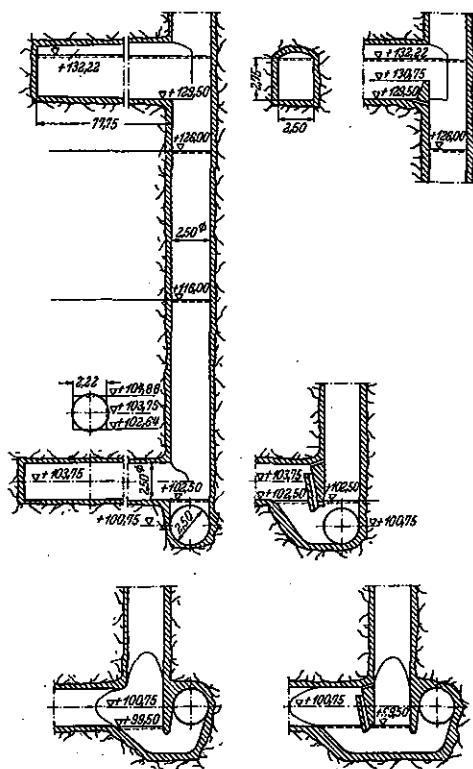


Figura 6.200 Exemplos de câmaras de equilíbrio inferiores rebaixadas

o adutor e a tubulação forçada, como também com a chaminé, e que, ao contrário, a água passando do túnel para a chaminé ou da chaminé para a tubulação atravessa um estrangulamento que provoca mudança adicional da pressão, fato que influi essencialmente na aceleração ou no retardamento da massa d'água contida no túnel. A Fig. 6.201 mostra esquematicamente dois tipos das chaminés com estrangulamento.



Figura 6.201 Tipos de chaminés de equilíbrio com estrangulamento

Se, por exemplo, a usina, depois de uma parada, começa a trabalhar e os distribuidores das turbinas se abrem, no primeiro instante, a água que passa pelas turbinas deve ser retirada inteiramente da chaminé e, depois, parcialmente, até a aceleração completa da massa d'água no túnel. Assim, a água passa pelo estrangulamento, o que exige uma diferença de pressão acima e abaixo desse órgão, formada por uma subpressão no túnel, que concorre para a aceleração da água em seu interior.

Quando as turbinas fecham, por causa de uma rejeição de carga dos geradores, forma-se, de maneira semelhante, uma sobrepressão no túnel, causada pela resistência no estrangulamento, que age retardando sobre a massa d'água no túnel.



6.7.4.2.3.2 Determinação da resistência no estrangulamento

A perda de carga no estrangulamento compõe-se da mudança da direção em 90°, das perdas nas bifurcações no próprio estrangulador, do brusco estreitamento ou alargamento da seção e pelo atrito. As perdas por atrito em geral são desprezíveis.

Existem muitas fórmulas, geralmente estabelecidas com base nas pesquisas em modelo reduzido, para a determinação de cada um desses efeitos. Porém Levin (*De la détermination des pertes de charge dans l'étranglement des chaminés d'équilibre*, Houille blanche, 1953) verificou que as perdas das várias resistências podem ser somadas nos casos em que a distância entre elas é igual ou maior que:

$$L_0 = 0,5(D \text{ e } d) \quad R_e - 10\,000,$$

onde  $D$  é o diâmetro do tubo antes do estrangulamento,  $d$  o diâmetro do próprio estrangulador e  $R_e$  o número de Reynolds. Se a distância for menor que

$$L'_0 = 3R \text{ a } 4R,$$

(onde  $R$  é o raio hidráulico do estrangulador), se trata de uma "obra curta" e com um erro de 5 a 10%, pode ser levado em conta, entre alguns impedimentos, apenas o que produz a maior perda de carga. Para dimensões entre estes dois limites, a perda de carga pode ser definida apenas em modelo reduzido.

Essa recomendação deve ser estendida oportunamente para todos os casos. De qualquer modo, pela avaliação da perda de carga no estrangulamento, obtém-se mais um elemento de incerteza nos cálculos hidráulicos, além do que resulta dos cálculos das perdas de carga no adutor, cujo valor pode ser fixado apenas pelos limites superior e inferior, antes de ser estudado em modelo reduzido. Por causa dessa incerteza, nas chaminés de algumas usinas foi previsto um estrangulador que, com base nas experiências e pesquisas no protótipo, pode ser modificado.

Geralmente a perda de carga não está exatamente relacionada ao quadrado da velocidade ou da vazão. Apesar disso, as fórmulas são estabelecidas com boa aproximação à realidade, pressupondo-se a validade dessa lei. Deve ser mencionado, aliás, que a resistência para correnteza não é a mesma nas duas direções. Porém as fórmulas servem para calcular o nível máximo ou mínimo e os cálculos estendem-se somente sobre o primeiro quarto de um período, durante o qual a água corre em uma só direção.

Em cálculos numéricos gradativos, pode ser respeitada outra lei da resistência e sua mudança, conforme a direção do fluxo d'água.

No ano de 1972, Yu Tok Li publicou, na revista *Water Power*, os resultados de suas pesquisas sobre as perdas de carga na bifurcação em forma de T, numa chaminé de equilíbrio com estrangulamento. Como essas pesquisas compreenderam a bifurcação e o estrangulador simultaneamente, os resultados, que se encontram resumidos nas tabelas da Fig. 6.202, podem servir para o dimensionamento preliminar.

Pressupondo-se a lei do quadrado da vazão, a perda de carga para qualquer descarga  $Q$  é

$$k = k_0 \left( \frac{Q}{Q_0} \right)^2.$$

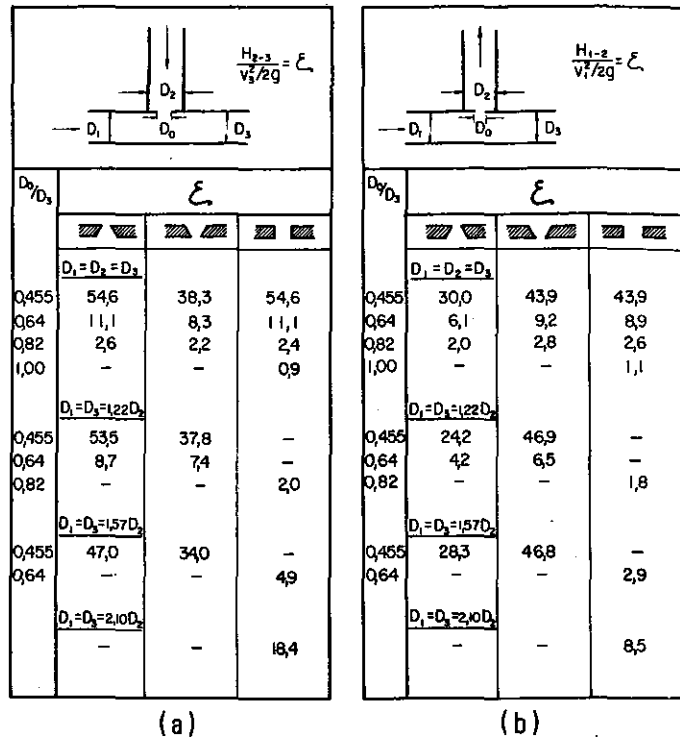


Figura 6.202 Tabelas para o dimensionamento preliminar de uma chaminé de equilíbrio com estrangulamento

Por isso, nas tabelas, está indicado apenas o valor que corresponde à descarga  $Q_0$  passando pelo estrangulador; e nos seguintes cálculos, as velocidades  $v$  significam aquelas que surgem quando a descarga  $Q_0$  passa pelos órgãos correspondentes.

Rejeição da carga

A resistência  $k$  do estrangulamento, que tem o efeito retardador sobre a velocidade d'água no adutor, é representada pela diferença de altura entre o nível piezométrico no adutor e o nível d'água na bacia da chaminé de equilíbrio (Fig. 6.203). O nível piezométrico no adutor é obtido pela altura da velocidade  $v_1^2/2g$ , abaixo da linha de energia. A água desce entre o adutor e a bacia da chaminé, devido à resistência no estrangulamento e à perda de carga causada pela brusca diminuição da velocidade de  $v_2$  para  $u$ , que é determinada pela fórmula de Borda em  $(v_2 - u)^2/2g$ .

Segundo o teorema de Bernoulli, pode ser estabelecida a equação, desprezando-se a perda por atrito no sistema.

$$h_1 + \frac{v_1^2}{2g} = h_2 + \frac{v_2^2}{2g} + \xi \frac{v_1^2}{2g} + \left( \frac{v_2 - u}{2g} \right)^2.$$

De

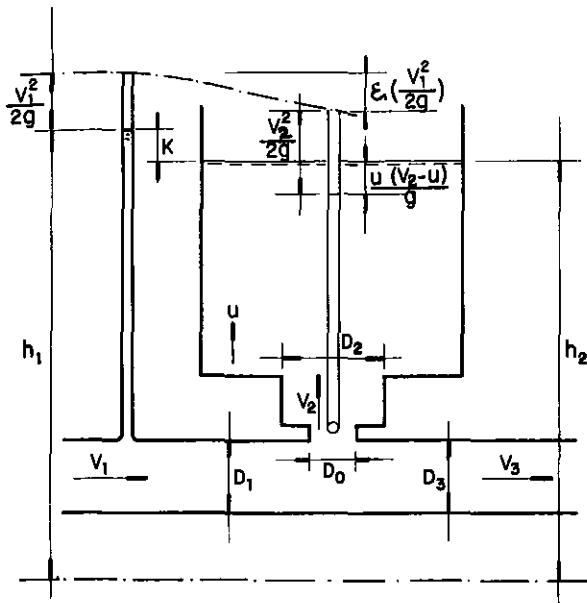
$$k = h_1 - h_2$$

resulta

$$k = \frac{v_1^2(\xi - 1)}{2g} + \frac{v_2^2}{2g} - \frac{u(v_2 - u)}{g}.$$

Aumento da carga

Analogamente, nesse caso, a resistência no estrangulamento é a diferença entre a pressão d'água na adutora, logo a montante da chaminé, e o nível d'água na chaminé.



**Figura 6.203** Indicação da resistência do estrangulamento que tem o efeito retardador sobre a velocidade de água no adutor, no caso da rejeição de carga

Como mostra a Fig. 6.204, segundo o teorema de Bernoulli,

$$\delta = h_2 - h_1 = \frac{v_1^2}{2g} - \frac{v_2^2}{2g} + \xi \frac{v_1^2}{2g}$$

e

$$h'_2 = h_2 + (1 + \xi) \frac{v_2^2}{2g}$$

A resistência resulta em

$$k = h'_2 - h_1 = \delta + (1 + \xi) \frac{v_2^2}{2g}$$

ou

$$k = \frac{v_1^2}{2g} + \xi \frac{v_2^2}{2g} + \xi \frac{v_3^2}{2g}$$

O valor de  $\xi$  tira-se da tabela da Fig. 6.202(b) e o valor de  $\zeta$  consta na tabela seguinte:

$m = 0,01$	$0,1$	$0,2$	$0,4$	$0,6$	$0,8$	$1,0$
$\xi = 0,49$	$0,45$	$0,42$	$0,33$	$0,22$	$0,13$	$1,0$

onde  $m$  é a relação entre os diâmetros do estrangulamento e do poço da chaminé.

### 6.7.4.2.3.3 Dimensionamento das partes da chaminé de equilíbrio

#### 6.7.4.2.3.3.1 Equações fundamentais

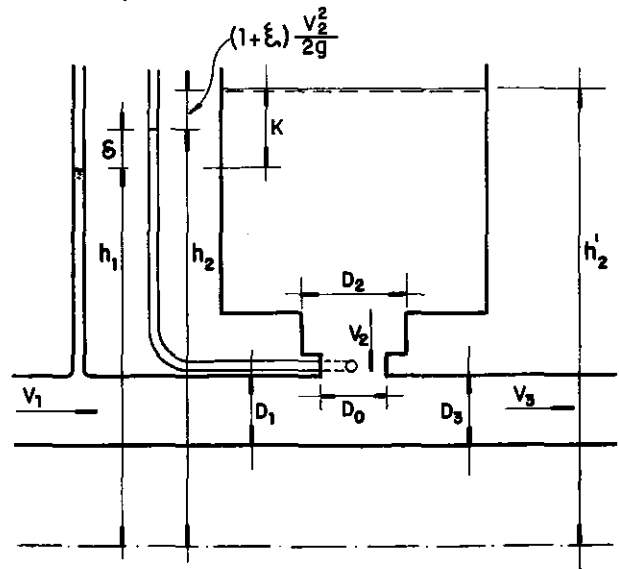
Essas equações, mencionadas no item 6.7.4.2, devem ser ampliadas pela resistência no estrangulamento. A equação da continuidade da vazão fica inalterada:

$$\frac{dz}{dt} = \frac{q - vf}{F}$$

Porém, na equação de aceleração da massa d'água, é acrescida a resistência:

$$\frac{dv}{dt} = \frac{q}{L} (z + k - h),$$

onde  $k$  tem o mesmo sinal de  $dz$  e  $h$  é positivo quando a água corre da tomada d'água para a chaminé de equilíbrio.



**Figura 6.204** Diferença entre a pressão d'água na adutora e o nível d'água da chaminé, no caso do aumento de carga

#### 6.7.4.2.3.3.2 Rejeição da plena carga

Nesse caso, a equação diferencial pode ser resolvida em forma fechada e, para a determinação do nível máximo na chaminé, pode ser transformada em forma análoga à indicada para a chaminé cilíndrica, sem estrangulamento.

Usando o parâmetro

$$m' = \frac{2gF(h_0 + k_0)}{Ffv_0^2},$$

resulta, para  $k_0 \cdot m' < 1$ ,

$$(1 + z_{max}) - \ln(1 + m'z_{max}) = (1 + m'h_0) - \ln(1 - m'k_0),$$

e, para  $k_0 \cdot m' > 1$ ,

$$(m'z_{max} - 1) + \ln(m'z_{max} - 1) = \ln(m'k_0 - 1) - (m'h_0 + 1).$$

O valor de  $z_{max}$  pode ser determinado usando-se a tabela da Fig. 6.182, porém no alto da tabela deve ser substituído  $m'h_0$  por  $m'h_0 - \ln(1 - m'k_0)$  e  $mz_{max}$  por  $m'z_{max}$ . Da primeira equação resulta um valor de  $z_{max}$  negativo, e da segunda, um valor absoluto.

O gráfico da Fig. 6.205, que serve em geral para a determinação do nível d'água máximo, contém  $x_{max}$  em relação a  $\varepsilon$  e  $\eta$  e pode ser usado, também, para chaminé sem estrangulamento ( $\eta = 0$ ).

A forma da oscilação para o caso da rejeição da plena carga encontra-se traçada na Fig. 6.206. A linha cheia representa o nível d'água na chaminé e a traçada, a pressão no adutor perto da chaminé. Existem três casos possíveis:

$$1. \eta < |x_{max}| + 1 \text{ ou } k_0 < |z_{max}| + h_0.$$

A pressão no adutor não sobe, no momento da rejeição da carga, até a altura do nível d'água máximo.

$$2. \eta = |x_{max}| + 1 \text{ ou } k_0 = |z_{max}| + h_0.$$

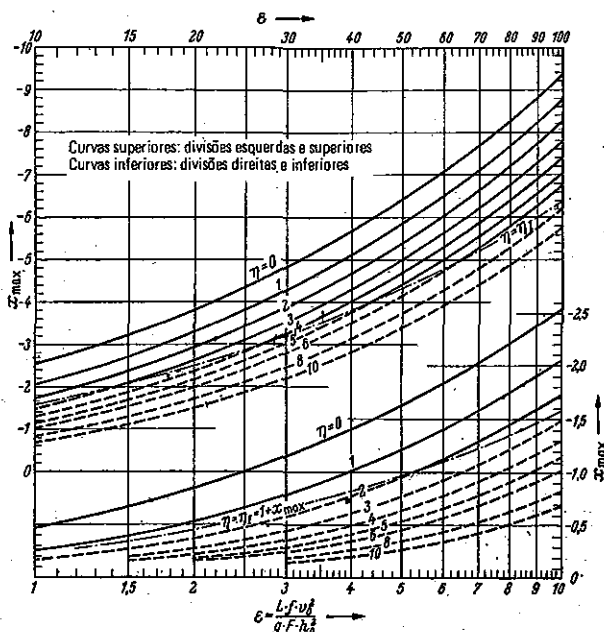


Figura 6.205 Gráfico para determinação do nível d'água máximo, no caso da rejeição de plena carga

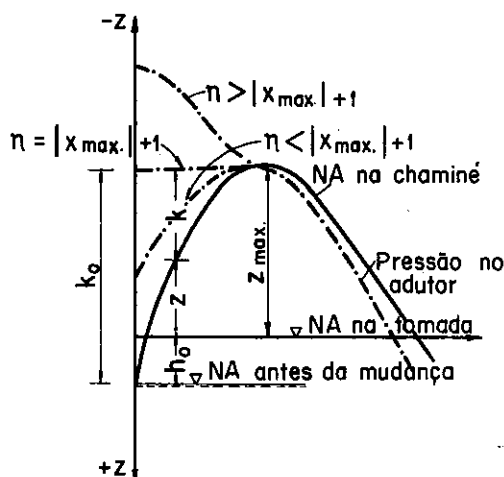


Figura 6.206 Forma de oscilação, para o caso de rejeição a plena carga

A pressão no adutor sobe, no momento da rejeição da carga, até a altura de  $z_{max}$  e fica quase constante, até que a velocidade d'água, no adutor, seja zero e o nível d'água, na chaminé, alcance o máximo. Este caso, definido pelo índice de estrangulamento,

$$\eta = \eta_I = 1 + |x_{max}|.$$

é chamado geralmente *estrangulamento ótimo*.

3.  $\eta > |x_{max}| + 1$  ou  $k_0 > |z_{max}| + h_0$ .

A pressão sobe instantaneamente para um valor acima de  $z_{max}$  e diminui, depois, gradativamente para  $z_{max}$ , quando a velocidade no adutor chegou a zero. Geralmente o estrangulamento é projetado de modo que  $\eta$  fique igual ou menor que  $|x_{max}| + 1$ . Assim, o índice de estrangulamento fica acima da linha tracejada na Fig. 6.205.

6.7.4.2.3.3.3 Aumento da carga

A Fig. 6.207 mostra esquematicamente a forma de oscilação para o caso do aumento da carga de  $n$  para 1. Existem, nesse caso, também três possibilidades de escolha do índice de estrangulamento análogas às para a rejeição da carga. No instante do aumento da carga, existe um déficit de vazão igual a  $Q_0(1-n)$  que deve ser compensado pela bacia do lado da chaminé. Essa descarga passa pelo estrangulamento causando uma diminuição da pressão de

$$k_a = k_0 \frac{Q_0(1-n)}{Q_0} = k_0(1-n)^2 = \eta h_0(1-n)^2;$$

$k_a$  pode ser menor, igual ou maior que a amplitude  $z_{max} - n^2 h_0$ , e se é igual resulta

$$z_{max} - n^2 = \eta(1-n)^2$$

e daí

$$\eta = \eta_I = \frac{z_{max} - n^2}{(1-n)^2}$$

(*estrangulamento ótimo*). Verifica-se, assim, que o estrangulamento ótimo para a rejeição da carga difere do indicado para o aumento da carga.

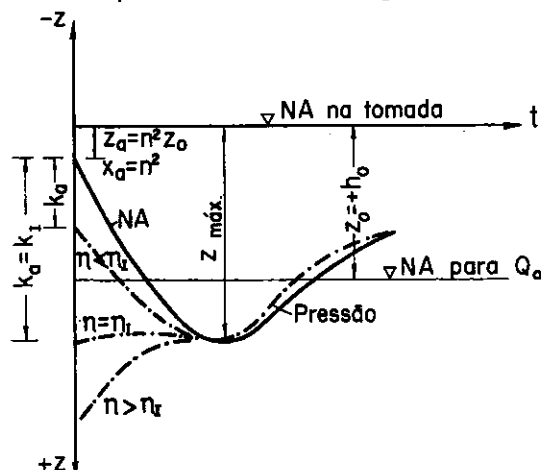


Figura 6.207 Forma de oscilação, para o caso do aumento da carga de  $n$  para 1

Nas chaminés cuja resistência no estrangulamento tem o índice

$$\eta = \eta_I = \frac{z_{max} - n^2}{(1-n)^2},$$

cada unidade do volume pode ser aproveitada duas vezes mais que nas chaminés cilíndricas sem estrangulamento, como foi verificado por Vogt (*Berechnung und Konstruktion des Wasserschlosses*, Stuttgart, 1923). Por isso, o nível máximo pode ser determinado usando-se o gráfico da Fig. 6.186, porém os números das abscissas devem ser duplicados, por exemplo, o número 5 do gráfico deve ser substituído por 10, etc.

Nos casos em que o estrangulamento difere do ótimo, usam-se os gráficos das Figs. 6.208 e 6.209 para  $\eta = 0,5$  e  $\eta = 0$ , que são estabelecidos com base em integrações numéricas. Para  $h$  sempre igual à unidade e  $x_{max} = 1$ , então para qualquer  $\eta$  sempre se pode interpolar usando-se uma curva traçada por três pontos.

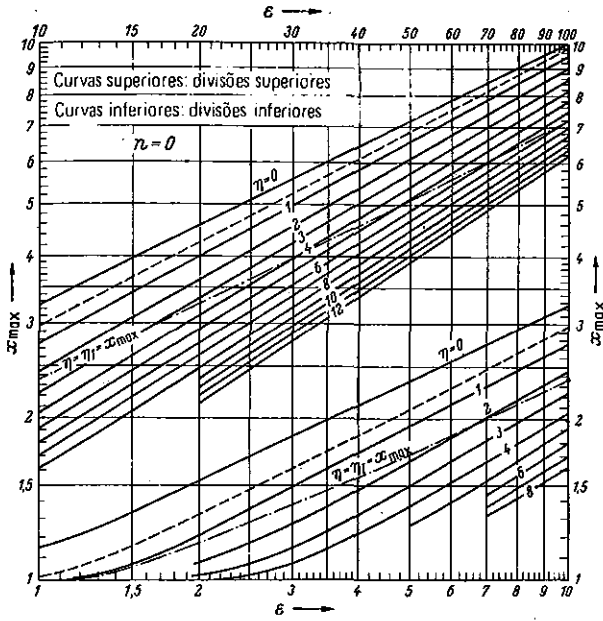


Figura 6.208 Gráfico para  $\eta = 0$

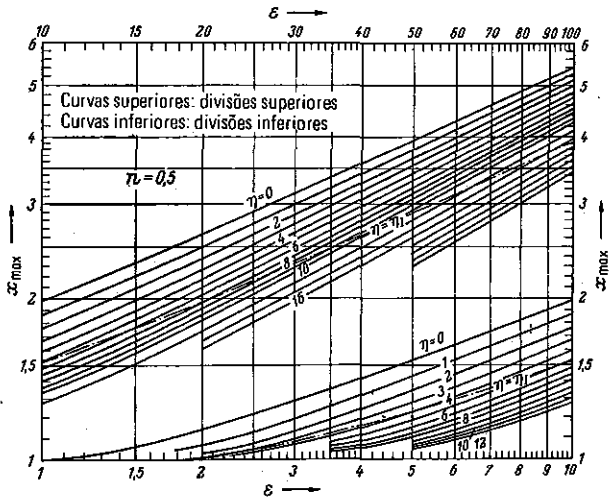


Figura 6.209 Gráfico para  $\eta = 0,5$

6.7.4.2.3.3.4 Integração numérica

Para a solução gradativa, as duas equações fundamentais devem ser escritas:

$$\Delta z_{i,i+1} = \frac{\Delta t}{F} (q - Q)_{i+1/2}$$

e

$$\Delta Q_{i,i+1} = \frac{qf}{L} \Delta t (z + k - h)_{i+1/2}$$

Os índices  $i$ ,  $i + 1$  e  $i + 1/2$  significam que as mudanças  $\Delta z$  e  $\Delta Q$  são calculadas com base nos valores médios do intervalo correspondente. O cálculo efetua-se na forma de uma tabela, como por exemplo, a tabela da Fig. 6.210. A ordem das operações está indicada pelos números nas colunas. Os valores de  $\Delta z$  e  $\Delta Q$  (números 10 e 11) primeiro devem ser avaliados e depois verificados (números 17 e 23). Se a diferença for grande, o cálculo deve ser repetido.

1	$\Delta t$	q	q-Q	$(q-Q)_{i+1/2}$	$\Delta z_{i,i+1} = \frac{\Delta t}{F} (q-Q)_{i+1/2}$	z	$h = \frac{h_0}{Q} Q^2$	$k = \frac{k_0}{Q} (q-Q)^2$	z+k-h	$(z+k-h)_{i+1/2}$	$\Delta Q_{i,i+1} = \frac{qf}{L} \Delta t (z+k-h)_{i+1/2}$	Q
1	2	5	16	10=17	3	6	7	8	22	11=23	4	
12	9	13	15	31	18	19	20	21	37	26=38	14	
27	24	28	30		33	34	35	36			29	

Figura 6.210 Exemplo de tabela para registro do cálculo de uma chaminé de equilíbrio com estrangulamento

6.7.4.2.4 CHAMINÉ DE EQUILÍBRIO DIFERENCIAL (tipo Johnson)

6.7.4.2.4.1 Generalidades

Na determinação da resistência do estrangulamento de uma chaminé de equilíbrio, da forma descrita no item anterior, surge certa dificuldade, porque o estrangulamento pode ser dimensionado apenas para um caso de mudança da carga, ou para a rejeição da plena carga, ou para o aumento da carga de  $n$  para 1. Para o caso contrário no que serviu de base para o seu dimensionamento, a resistência é grande ou pequena demais, de modo que o volume da bacia da chaminé é mal-aproveitado. Para se eliminar esse inconveniente, a resistência do estrangulamento é dimensionada para o caso de aumento da carga; no caso da rejeição da carga, é construído um tubo central no qual a água sobe até transbordar por cima de sua extremidade superior, limitando, assim, a pressão no adutor. A Fig. 6.211 mostra esquematicamente a forma desse tipo.

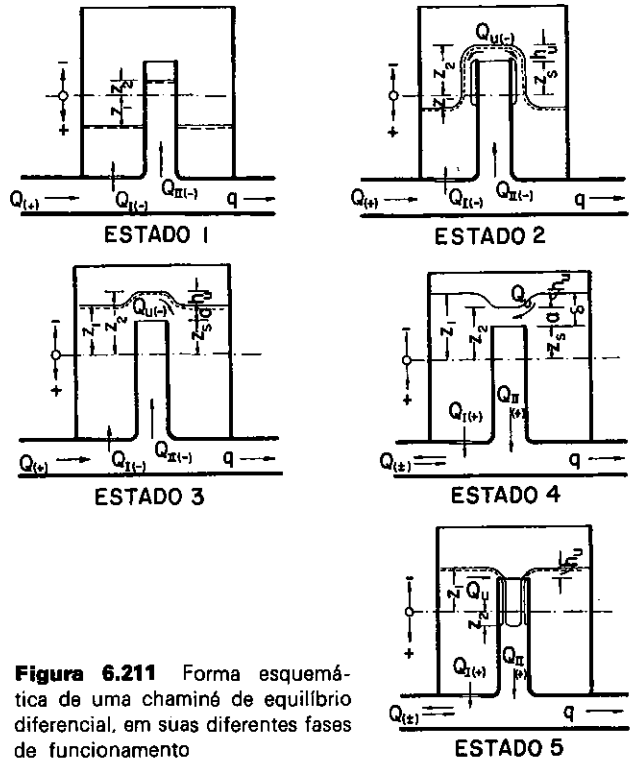


Figura 6.211 Forma esquemática de uma chaminé de equilíbrio diferencial, em suas diferentes fases de funcionamento

Além dos símbolos indicados no item 6.7.4.2, serão usados os seguintes:

- $Q_I$  = vazão que passa pelo estrangulamento, positiva no sentido da bacia para o adutor,
- $Q_{II}$  = vazão que passa pelo tubo central, positiva no sentido do adutor,
- $Q_u$  = vazão que transborda a extremidade superior do tubo central, positiva no sentido da bacia para o tubo central,
- $F_1$  = área da seção horizontal da bacia,
- $F_2$  = área da seção horizontal do tubo central,
- $F = F_1 + F_2$ ,
- $s = F_2/F_1$ ,
- $z_1$  = nível d'água na bacia em relação ao nível d'água na tomada, positivo no sentido de cima para baixo,
- $z_2$  = nível d'água na bacia em relação ao nível d'água no tubo central, positivo no sentido de cima para baixo,
- $z_{max}$  = nível d'água extremo,
- $z_s$  = altura da extremidade superior do tubo central, negativa porque está sempre acima do nível na tomada d'água,
- $h_u$  = diferença de altura entre o nível d'água transbordante e a extremidade do tubo central,  $h_u = z_s - z_2$  ou  $h_u = z_s - z_1$ , correspondendo à direção do transbordamento,
- $p = z_2 - z_1$ , a diferença de pressão produzindo o fluxo d'água pelo estrangulamento.

6.7.4.2.4.2 Funcionamento e equações fundamentais

6.7.4.2.4.2.1 Aumento da carga

Antes do aumento da carga, os níveis d'água na bacia e no tubo central encontram-se na mesma altura, pela perda de carga no adutor correspondente à carga parcial  $h_a = h_0 n^2$ , abaixo do nível d'água na tomada. Aflui tanta água quanto gastam as turbinas, permanecendo  $Q_u = q_u$  constante. No momento do aumento da carga, a água turbinada aumenta para  $q$ ; a diferença  $(q - Q_u)$  deve ser retirada do tubo central porque, nesse momento, é  $z_1 = z_2$  e não existe pressão que possa forçar a água passar pelo estrangulamento. Depois de algum tempo o nível d'água no tubo central desce por causa da retirada d'água. Pressupondo-se que a água pode passar do tubo central para o adutor sem perda de pressão, no adutor debaixo do estrangulador existe uma pressão correspondente à altura do nível d'água  $z_2$ , no tubo central, e a diferença entre os níveis d'água na bacia e no tubo central produz um fluxo d'água pelo estrangulamento. O nível d'água no tubo central cai rapidamente até o ponto que toda a água necessária passa pelo estrangulamento. Esse estado é atingido em poucos segundos.

Desse momento em diante, o nível d'água no tubo central fica na mesma altura extrema — se o estrangulamento fosse bem dimensionado — acelerando a água no adutor. Quando a água atingiu a velocidade  $v_0$ , o nível d'água no tubo central sobe de maneira análoga. A Fig. 6.212 ilustra o dito acima.

A massa d'água no adutor é acelerada pela influência do nível d'água  $z_2$  no tubo central. A equação

de aceleração tem, então, a forma

$$d_v = \frac{g}{L} (z_2 - h) dt \quad \text{ou} \quad dQ = \frac{gf}{L} (z_2 - h) dt.$$

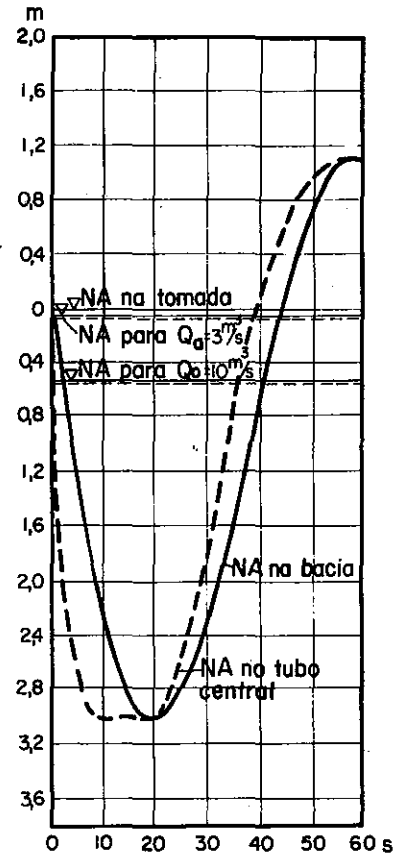


Figura 6.212 Gráfico indicando a variação do nível d'água no interior de uma chaminé de equilíbrio diferencial

A vazão que passa pelo estrangulador calcula-se pela equação

$$p = k = k_0 \left( \frac{Q_I}{Q_v} \right)^2,$$

onde

$$Q_I = Q_0 \sqrt{\frac{|p|}{k_0}} = Q_0 \sqrt{\frac{|p|}{\eta h_0}}.$$

A vazão do tubo central é de

$$Q_{II} = (q - Q) - Q_I.$$

O regulador da turbina mantém a velocidade e com isso a potência constante, assim, com a queda variável, muda também a vazão turbinada, obedecendo à lei

$$q = Q_0 \left( \frac{H_0 - h_0}{H_0 - z_2} \right).$$

Como foi mencionado no item 6.7.4.2.1.2, a variabilidade da descarga turbinada não é levada em conta na maioria das fórmulas desenvolvidas e é desprezível se a amplitude da oscilação for relativamente pequena em relação à queda nas turbinas, o que é o caso nas turbinas com queda grande. Nos casos em que a variação da descarga  $q$  deve ser respeitada, os níveis

d'água extremos devem ser determinados por cálculo numérico.

As equações que estabelecem a continuidade dos volumes são

$$d_{z1} = \frac{Q_I}{F_1} dt,$$

$$d_{z2} = \frac{Q_{II}}{F_2} dt.$$

Juntando-se estas equações resultam as equações fundamentais

$$d_{z1} = \frac{Q_0 \sqrt{\frac{p}{\eta h_0}}}{F_1} dt,$$

$$d_{z2} = \frac{q - Q - Q_0 \sqrt{\frac{p}{h_0}}}{F_2} dt.$$

Estabelecendo-se estas fórmulas, a perda de carga na bifurcação do tubo central, que geralmente é muito pequena, foi desprezada.

6.7.4.2.4.2 Rejeição da carga

No momento da rejeição,  $t = 0$ , os níveis d'água na bacia e no tubo central encontram-se na mesma altura e não existe pressão que possa forçar a água a passar pelo estrangulamento. A água que passa pelo adutor e não é turbinada entra no tubo central, levantando o nível d'água, possibilitando, assim, a passagem da água pelo estrangulamento (estado 1, da Fig. 6.211). Porém a vazão  $Q_I$  que passa pelo estrangulamento é, nos primeiros segundos, relativamente pequena, de modo que o tubo central se enche rapidamente, até que a água transborda (estado 2). Nessa altura, o nível d'água fica aproximadamente constante e valem as equações

$$d_{z1} = \frac{Q_I + Q_n}{F_1} dt,$$

$$d_{z2} = \frac{Q_{II} - Q_n}{F_2} dt$$

(devem ser respeitados os sinais negativo ou positivo).

No estado 3, o nível d'água subiu acima da altura do tubo central, de modo que a descarga no tubo central diminui. No estado 4, a velocidade no adutor é retardada, no caso da rejeição da plena carga, até zero. A água começa a descer no tubo central e transborda da bacia para o tubo, com jato submerso. No estado 5, o nível d'água no tubo central desceu, de modo que a água transborda com jato livre.

6.7.4.2.4.3 Fórmulas para o dimensionamento

6.7.4.2.4.3.1 Rejeição da plena carga,  $q = 0$

O nível d'água no tubo central e a pressão no estrangulamento ficam praticamente constantes durante todo o período de aceleração. A chaminé de equilíbrio diferencial, por isso, pode ser tratada como uma chaminé cujo volume está concentrado na altura de  $z_{max}$ , o que corresponde à sugestão de Johnson. O volume necessário é, então,

$$V = \frac{Lfv_0^2}{2gh_0} \ln \left( 1 + \frac{1}{z_{max}} \right).$$

Essa fórmula não respeita o fato de que o nível d'água, no tubo central, não fica exatamente constante na altura  $z_{max}$  e que o volume do tubo central não tem o mesmo valor amortecedor, como o volume da bacia. Vogt sugeriu levar esses fatos em conta, ampliando a equação para

$$V = \frac{Lfv_0^2}{2hh_0} \frac{\ln \left( 1 + \frac{1}{0,85x_{max} + 0,15x_s} \right)}{1 - \frac{|x_{max}| + 0,3}{2|x_{max}| + 0,3} \cdot \frac{s}{1 - \frac{2}{3} \sqrt{1 + \frac{|x_{max}|}{\eta}}}}$$

A altura do tubo central pode ser definida com exatidão suficiente, de modo que a vazão que passa, no início da oscilação, pelo tubo central possa transbordar sem ultrapassar o nível máximo  $z_{max}$ . A vazão que passa pelo estrangulamento é

$$Q_I = Q_0 \sqrt{\frac{h_0 + |z_{max}|}{\eta h_0}} - Q_0 \sqrt{\frac{1 + |x_{max}|}{\eta}}$$

e a vazão que passa pelo tubo central,

$$Q_n = Q_{II} = Q_0 \left( 1 - \sqrt{\frac{1 + |x_{max}|}{\eta}} \right).$$

A altura de transbordamento é

$$h_n = \left( \frac{Q_n}{2/3 \mu \beta \sqrt{2g}} \right)^{2/3}$$

e com  $\mu = 0,61$ ,

$$h_n = \left( \frac{Q}{1,8\beta} \right)^{2/3}.$$

O canto superior do tubo central deve ser fixado na altura

$$|z_{max}| - h_n.$$

6.7.4.2.4.3.2 Aumento da carga

A chaminé diferencial pode ser tratada, nesse caso, como uma chaminé com estrangulamento simples cuja resistência é

$$\eta_I = \frac{x_{max} - n^2}{(1 - n)^2} \quad (\text{estrangulamento ótimo}),$$

e a relação entre  $v$  e  $x_{max}$  pode ser tirada da Fig. 6.186, duplicando-se os números de  $\varepsilon$ . Porém deve ser levado em conta que o volume do tubo central tem apenas a metade do valor amortizador do volume da bacia. Por isso,  $\varepsilon$  deve ser substituído por

$$\varepsilon' = \frac{\varepsilon}{1 - (3/2)s}.$$

6.7.4.2.4.4 Exemplo

Uma usina hidrelétrica de queda média tem os seguintes dados:  $L = 420$  m,  $f = 28,27$  m<sup>2</sup> (6,00 m  $\varnothing$ ), nível d'água na represa, máximo na cota + 567,50 m e mínimo + 557,00 m. A perda de carga no túnel é

avaliada entre  $h = 0,0914v^2$  e  $h = 0,1108v^2$ . As turbinas engoem  $120 \text{ m}^3/\text{s}$ , com nível d'água na represa na cota +567,50, e  $110 \text{ m}^3/\text{s}$ , com nível d'água na cota 557.

A chaminé de equilíbrio terá uma área de  $F = 354 \text{ m}^2$ , para garantir a estabilidade hidráulica. Será do tipo diferencial.

6.7.4.2.4.4.1 Aumento de carga

Por tratar-se de uma usina ligada a uma grande rede de distribuição, trabalhando paralela a grande número de outras usinas, é suficiente adotar-se um aumento da carga de  $n = 0,5$  para  $n = 1$ , com os seguintes dados:

$$q = Q_0 = 110 \text{ m}^3/\text{s}; \quad v_0 = \frac{110}{28,27} = 3,89;$$

$$h_0 = 0,1108 \cdot 3,89^2 = 1,68 \text{ m}.$$

Área do tubo central com  $4,92 \text{ m}$  de diâmetro é

$$F_2 = \frac{4,92^2 \pi}{4} = 19 \text{ m}^2;$$

então

$$s = \frac{F_2}{F_1}$$

$$s = \frac{19}{354} = 0,0536 \text{ m}^2.$$

A resistência será dimensionada para estrangulamento ótimo segundo a fórmula

$$\eta_I = \frac{x_{max} - n^2}{(1 - n)^2} = \frac{x_{max} - 0,25}{0,25}.$$

A área da chaminé deve ter  $354 \text{ m}^2$  e  $x_{max}$  deve ser determinado por cálculos experimentais. De algumas tentativas resultam  $x_{max} = 2$  e para este valor será executado o cálculo

$$\varepsilon = \frac{420 \cdot 28,27 \cdot 3,89^2}{9,81 \cdot F \cdot 1,68^2} = \frac{6\,500}{F}.$$

Para  $x_{max} = 2$  e  $n = 0,5$ , tira-se da Fig. 6.186  $\varepsilon' = 20$ . A figura indica  $\varepsilon = 10$ , mas deve ser duplicado (item 6.7.4.2.4.3.2). Então

$$\varepsilon = \varepsilon' \left(1 - \frac{3}{2}s\right) = 20(1 - 0,08) = 18,4,$$

$$F = \frac{6\,500}{18,4} = 354 \text{ m}^2.$$

o que coincide com o valor pré-fixado. Como

$$z_{max} = 1,68 \cdot 2 = 3,36,$$

o nível d'água máximo na chaminé será

$$+557 - 3,36 = +553,64.$$

A resistência no estrangulamento deve ter o índice

$$\eta_I = \frac{2 - 0,25}{0,25} = 7$$

e será

$$k_0 = 7 \cdot 1,68 = 11,76 \text{ m}.$$

O poço que liga o adutor com a bacia da chaminé terá diâmetro de  $4,92 \text{ m}$ . Então

$$D_1 = 1,22D_2.$$

A resistência é, segundo o item 6.7.4.2.3.3,

$$k_0 = v_3^2(\xi + 1) - u^2 + \xi \cdot v_2^2 \frac{1}{2g},$$

$$v_3 = 3,89, \quad v_1^2 = 15,13,$$

$$v_2 = \frac{120}{19} = 5,79, \quad v_2^2 = 33,52,$$

$$u = \frac{110}{354} = 0,31, \quad u^2 = 0,096;$$

$$11,76 = 15,13\xi + 15,13 - 0,096 + \xi \cdot 33,52 \frac{1}{2g}.$$

Da tabela da Fig. 6.205, tira-se, para  $m = s = 0,0536$ ,

$$\xi = 0,47.$$

Então

$$\xi = 13,06.$$

Da coluna central da tabela da Fig. 6.202(b) tira-se, por meio de interpolações gráficas,

$$D_0/D_3 = 0,55.$$

O estrangulador mesmo terá, então, o diâmetro de

$$6,00 \cdot 0,55 = 3,30 \text{ m}.$$

6.7.4.2.4.4.2 Rejeição da plena carga

Dados:

NA, na represa, +567,50;  $Q_0 = 120 \text{ m}^3/\text{s}$ ;

$$v_0 = \frac{120}{28,27} = 4,24 \text{ m/s};$$

$$h_0 = 0,0914 \cdot 4,24^2 = 1,64 \text{ m}.$$

O estrangulamento tem a forma correspondente à da coluna central da tabela da Fig. 6.202(a) para  $D_3/D_2 = 1,22$ . Por interpolação gráfica, resulta, para  $D_0/D_3 = 0,55$ ,

$$\xi = 14.$$

A resistência é

$$k_0 = [v_1(\xi - 1) + v_2^2 - 2u(v_2 + u)] / 2g$$

$$k_0 = [17,98 \cdot 13 + 39,94 - 0,68(6,32 + 0,34)] \cdot 1/19,62$$

$$k_0 = 13,7; \quad \eta = \frac{13,7}{1,64} = 8,9.$$

Dos cálculos experimentais resulta  $x_{max} = 2,83$  e  $z_{max} = 4,64$ . Então

$$Q_I = 120 \sqrt{\frac{1 + 2,83}{8,9}} = 78,7 \text{ m}^3/\text{s},$$

$$Q_{II} = 120 - 78,7 = 41,3 \text{ m}^3/\text{s},$$

$$u = \left(\frac{41,3}{1,8 \cdot \pi \cdot 4,92}\right)^{2/3} = 1,29 \text{ m},$$

$$z_s = -4,64 + 1,29 = -3,35,$$

$$x_s = -\frac{3,35}{1,64} = -2,04.$$

Correspondente ao valor de  $0,85x_{max} + 0,15x_s = 2,711$ , resulta, pelo gráfico da Fig. 6.195, para  $\gamma_s = 1$ ,

$$\ln \left[ 1 + \frac{1}{0,85|x_{max}| + 0,15|x_s|} \right] = 0,317.$$

Com isso, calcula-se o volume necessário:

$$V = 6\,650 \frac{0,317}{1 - \frac{3,13}{5,96} \cdot \frac{0,0506}{1 - \frac{2}{3} \sqrt{\frac{3,93}{8,9}}}} = 2\,220 \text{ m}^3.$$

A altura correspondente é

$$z_{max} + h_0 = 4,64 + 1,64 = 6,28$$

e a área necessária,

$$\frac{2\,220}{6,28} = 354 \text{ m}^2,$$

igual à pré-fixada.

### 6.7.4.3 Estabilidade hidráulica

No item 6.7.4.2.1.3 foi descrito como a mudança rítmica da carga pode aumentar gradativamente a amplitude das oscilações do nível d'água na chaminé de equilíbrio. Porém, depois de terminarem essas mudanças, começa o amortecimento normal das oscilações.

Mas existe outro fato que tende a excitar as oscilações. O regulador da turbina de uma usina hidrelétrica mantém a potência da turbina constante, correspondente à demanda de energia constante por parte da rede elétrica. A uma diminuição ou a um aumento da frequência, o regulador reage com um movimento contrário das palhetas do distribuidor das turbinas Francis ou Kaplan ou da agulha do injetor das turbinas Pelton, de modo que o produto da descarga pela queda  $QH$  ou  $\eta QH$  fique constante. Tal regulador chama-se "ideal".

Um aumento da demanda por parte da rede elétrica e, conseqüentemente, da carga da turbina exige o aumento da descarga, que por sua vez provoca a descida do nível d'água na chaminé de equilíbrio e, concomitantemente, uma diminuição da queda  $H$ . Para manter o produto  $QH$  constante, o regulador abre mais, aumentando a descarga  $Q$  e a retirada de água da chaminé e diminuindo ainda mais a queda.

Esse fenômeno aumenta inicialmente a depleção máxima na chaminé. Depois, quando a massa d'água no túnel está suficientemente acelerada, o nível d'água na chaminé começa a subir, aumentando a queda e diminuindo a vazão necessária para fornecimento da potência constante. Dependendo da área da chaminé, as oscilações podem ser amortecidas, constantes, excitadas ou aperiódicas, segundo as formas (a), (b), (c) e (e) da Fig. 6.181.

No começo deste século, apareceram, pela primeira vez, numa usina hidrelétrica na Alemanha, oscilações excitadas e, desde esse tempo, o fenômeno foi estudado por muitos autores a procura de um critério para o dimensionamento da área da chaminé de equilíbrio necessária para o amortecimento das oscilações.

No item 6.7.4.2, foi mencionado que a equação que determina a forma das oscilações é do tipo diferencial de segunda potência e de segundo grau e pode ser resolvida exatamente apenas em casos especiais, por exemplo, no caso de fechamento instantâneo e completo das turbinas. Por isso, foram introduzidas certas simplificações para possibilitar uma solução matemática da equação, mas outros estudos, baseados em integrações numéricas, demonstraram que tais soluções valem apenas dentro de certos limites. Foi também estudada a influência da variabilidade da perda de carga na tubulação forçada, em dependência da descarga, e do rendimento da turbina, em dependência da queda. Sem entrar em detalhes, os resultados desses estudos serão resumidos nos itens a seguir.

#### 6.7.4.3.1 ESTABILIDADE DA CHAMINÉ CILÍNDRICA SIMPLES

Por ocasião do fracasso da usina alemã mencionada, Thoma chegou a uma solução da equação diferencial pressupondo que a variação da carga seja pequena, e determinou, assim, a área necessária da chaminé para a formação de oscilações com amplitude constante. Da simplificação resulta uma equação quadrática com três raízes que significam as condições de estabilidade:

$$\frac{LF}{gf} > 0,$$

o que sempre acontece

$$F > \frac{Lf}{2ga(H_0 - h_0)}$$

e

$$Z_0 < \frac{H_0}{3}.$$

A última condição praticamente está satisfeita em todas usinas hidrelétricas, de modo que fica a condição

$$F > \frac{Lf}{2ga(H_0 - h_0)}.$$

Usando-se os valores adimensionais, a fórmula pode ser escrita

$$\varepsilon = \frac{2(1 - \beta)}{\beta}.$$

Thoma supôs que numa chaminé que satisfaz essa condição, acontecem oscilações constantes.

Integrações gráficas efetuadas por Frank mostraram que o critério de Thoma dá resultados certos nos casos em que a perda de carga no adutor importa em menos de cerca de 4% da queda bruta. Frank pesquisou o aumento de carga de  $n = 0$  para 1 e de  $n = 0,5$  para 1 e verificou que até um certo valor de  $\varepsilon$ , variando-se o valor de  $\beta$ , as oscilações passam de amortecidas para constantes e depois para excitadas. Se  $\varepsilon$  for menor que cerca de 20, para mudança da carga de 0 para 1, e menor de 10, para mudança de 0,5 para 1, nunca acontecem oscilações constantes; as amortizadas passam diretamente para ser aperiódicas.

Na Fig. 6.213, encontram-se traçadas as curvas do limite de estabilidade, segundo Thoma e Frank, rela-



cionadas a  $\beta$  e  $\varepsilon$ . Das curvas resulta que a fórmula de Thoma difere essencialmente da curva de Frank para  $n = 1$ , se a perda de carga no adutor for maior que cerca de 4% da queda bruta, e para  $\beta = 0,1$  indica uma área da chaminé 1,8 vezes maior que a de Thoma. Perdas de carga no adutor maiores que 10% da queda bruta ( $\beta = 0,1$ ) raras vezes acontecem, porque geralmente usinas com perdas tão grandes são antieconômicas.

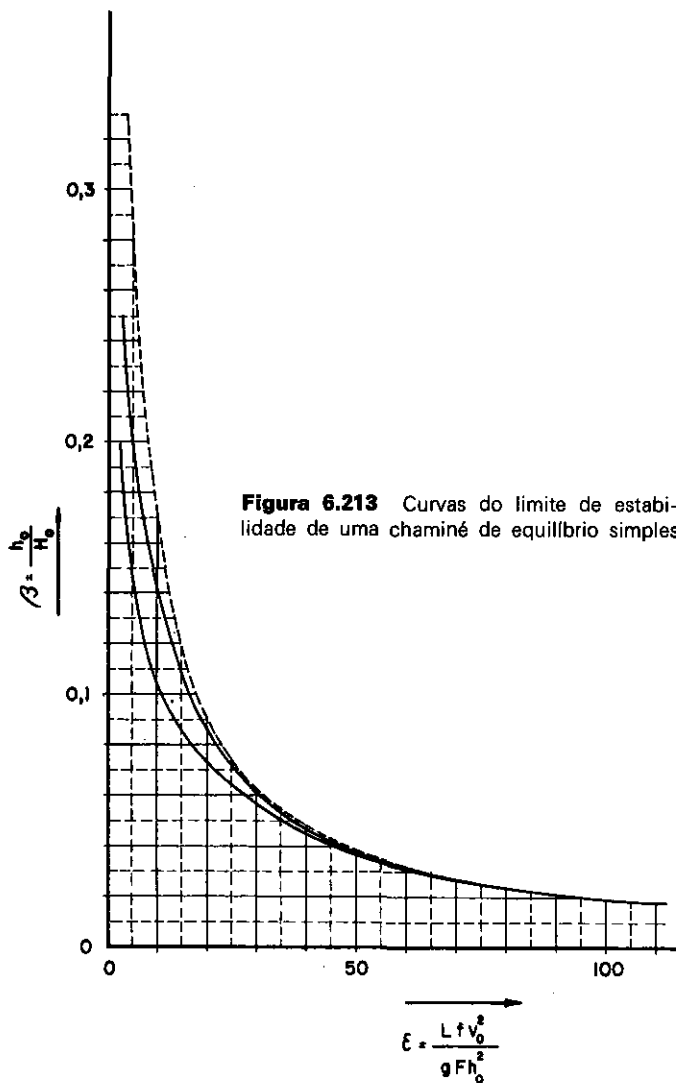


Figura 6.213 Curvas do limite de estabilidade de uma chaminé de equilíbrio simples

Se o adutor desemboca na bacia da chaminé e a tubulação forçada sai no lado oposto, a água perde sua velocidade e deve ser acelerada de novo na entrada à tubulação, como foi explicado no item 6.7.4.2. Por isso o nível d'água na chaminé coincide com a altura energética, ou, em outras palavras, permanece, em razão da perda de carga no adutor, abaixo do nível d'água na tomada. Nos casos em que o adutor passa por baixo da chaminé, ligado a ela por um tubo (ou poço) vertical, o nível d'água na chaminé fica mais baixo, devido à energia cinética  $v^2/2g$ . Então a fórmula de Thoma assumiria teoricamente a forma

$$F = \frac{Lfv_0^2}{2g(h_0 + v_0^2/2g)(H_0 - h_0)}$$

Essas considerações conduziram alguns projetistas à idéia de colocar, debaixo da chaminé, um estreita-

mento, em forma de um tubo ventúri, para aumentar ainda mais a energia cinética que depois é recuperada quase totalmente, pois as perdas em tal tubo ventúri são quase desprezíveis.

Gardel estudou o problema com a finalidade de verificar se a energia cinética  $v^2/2g$  na realidade tem o efeito acima esboçado e chegou à conclusão que, no caso em que o tubo de ligação tem diâmetro igual ao do adutor e o ângulo entre os dois eixos é de 90°, apenas 70% da energia cinética tem o efeito indicado. A fórmula de Thoma pode, então, ser modificada para

$$F = \frac{Lfv_0^2}{2g(h_0 + 0,7v_0^2/2g)(H_0 - h_0)}$$

As curvas de Frank indicam o limite da estabilidade e para se obterem oscilações amortecidas a área da chaminé deve ser aumentada. Sobre a proporção desse aumento existem na literatura indicações muito vagas e às vezes contraditórias. Por isso, o autor estudou o problema por meio de integrações gráficas. Chamamos grau de amortecimento  $\xi$ , a relação entre o nível d'água mínimo sob o eixo das oscilações, no começo do primeiro período da oscilação  $x_1$  e/ou no começo do segundo período  $x_2$ , como mostram os esboços esquemáticos das oscilações nas Figs. 6.214 e 6.215. A Fig. 6.214 contém as curvas dos vários graus de amortecimento relacionados a  $\varepsilon$  e  $\beta$ , para  $\eta = 0$  e a Fig. 6.215, o mesmo para  $\eta = 0,5$ . As curvas de  $\xi = 1,0$  significam o limite de estabilidade e coincidem com as curvas de Frank e as curvas  $\xi = 0$  significam as condições que produzem a aproximação assintótica do nível d'água ao eixo, sem a formação de oscilações completas. Para esse caso Thoma estabeleceu a condição

$$\xi' = \frac{2(1 - \beta)}{(1 - 2\beta) + \sqrt{(1 - \beta)(1 - 3\beta)}}$$

mas não coincide com os resultados das integrações gráficas.

Para a operação da usina é importante saber, além da magnitude das oscilações, o tempo em que é alcançado certo grau de amortecimento das oscilações. Esse tempo deve ser limitado para reduzir o trabalho prolongado do regulador e, por outro lado, para diminuir a probabilidade de oscilações por outra mudança de carga, que sobrepostas às ainda não amortizadas, provocaria novas oscilações, com amplitudes maiores que as previstas no projeto. O efeito poderia ser semelhante ao descrito no item sobre a mudança rítmica da carga.

No caso ideal de um adutor sem perdas de carga, o tempo de um período da oscilação é

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{LF}{gf}}$$

O tempo do período de um sistema real depende do período do ideal  $T$ , de  $\varepsilon$  e de  $\beta$ .

Na fórmula de  $\varepsilon$ , está contido o quociente  $\frac{Lf}{gF}$ , e

na do tempo,  $\sqrt{\frac{LF}{gf}}$ . Por isso, o decorrer das oscilações

no tempo é determinado por  $\varepsilon$ ,  $\beta$  e  $\omega = \sqrt{\frac{LF}{gf}}$ .

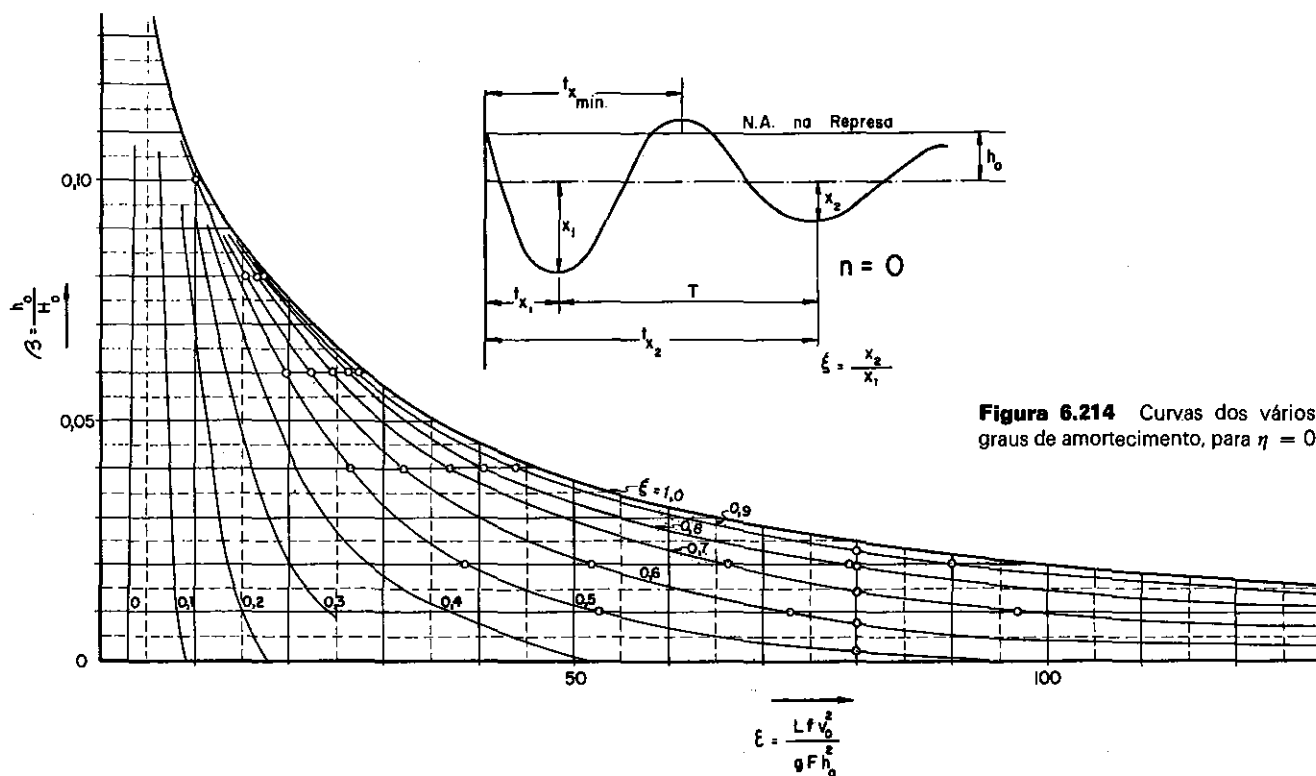


Figura 6.214 Curvas dos vários graus de amortecimento, para  $\eta = 0$

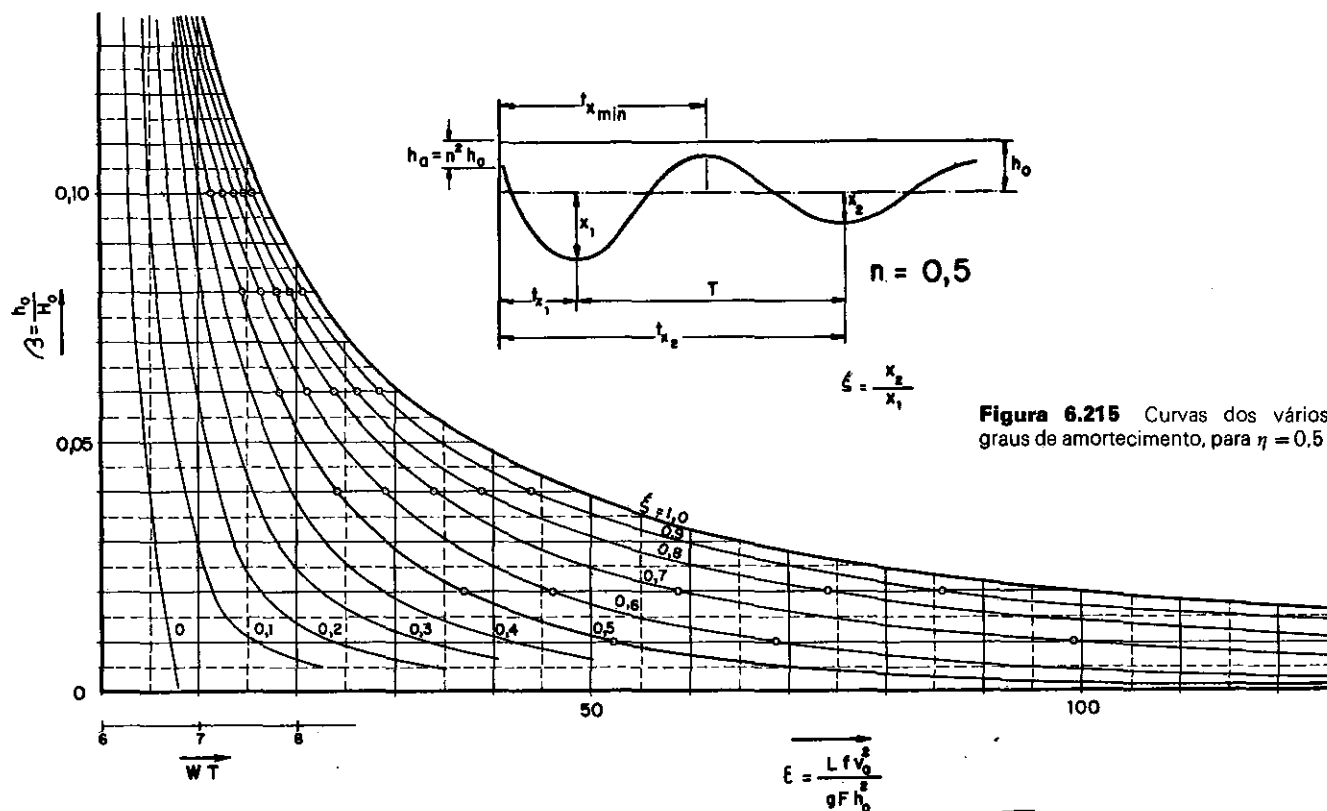


Figura 6.215 Curvas dos vários graus de amortecimento, para  $\eta = 0,5$

Chamamos  $t_{x_1}$ , o tempo decorrido desde o momento da mudança da carga até que o nível d'água alcance o ponto mínimo  $x_1$ ;  $t_{x_{\min}}$ , o tempo correspondente ao segundo ponto mínimo  $x_2$  e  $T$ , o tempo de um período completo, como mostra o esquema das Figs. 6.214 e 6.215. As curvas das Figs. 6.216 e 6.217 indicam os valores relativos de  $t_{x_1}$ ,  $t_{x_{\min}}$ ,  $t_{x_2}$  e  $T$ , com  $\beta$  como parâmetro. Os valores tirados das figuras devem

ser divididos por  $\omega = \sqrt{\frac{LF}{gF}}$ , para se obterem os valores reais. Assim, o primeiro período da oscilação está completamente definido. As curvas mostram que, para uma relação entre a perda de carga no adutor e a queda bruta  $\beta$  existente na usina, o aumento da área da chaminé, que significa diminuição de  $\epsilon$ , não influi essencialmente na duração de um período das oscilações.

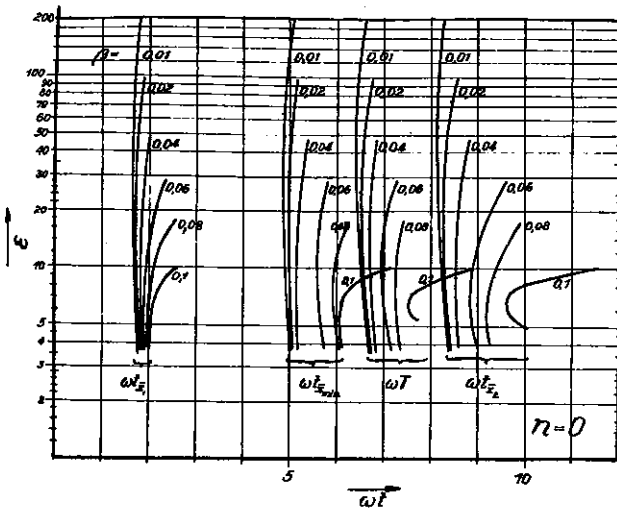


Figura 6.216 Valores relativos de  $t$ , tendo  $\beta$  como parâmetro e  $\eta = 0$

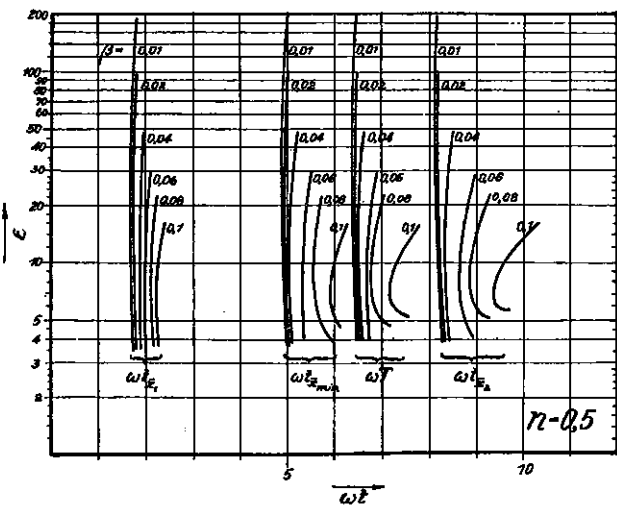


Figura 6.217 Valores relativos de  $t$ , tendo  $\beta$  como parâmetro e  $\eta = 0,5$

6.7.4.3.2 ESTABILIDADE DA CHAMINÉ COM ESTRANGULAMENTO E DA CHAMINÉ DIFERENCIAL

Enquanto o problema de estabilidade de uma chaminé cilíndrica simples está bastante esclarecido, isto não acontece no caso das chaminés com estrangulamento. A fórmula que descreve a forma das oscilações é ainda mais complicada e contrária à solução matemática exata. A introdução de oscilações pequenas, como o fez Thoma para as chaminés sem estrangulamento, conduz à condição de estabilidade de Thoma

$$F_{Th} = \frac{Lf}{2ga(H_0 - h_0)}$$

Porém esse resultado contraria a noção física que conduz à impressão que o aumento das resistências no sistema deve aumentar o amortecimento das oscilações ou permitir a diminuição da área da chaminé.

Introduzindo simplificações na equação das oscilações, muitos autores chegaram à redução da área segundo o critério de Thoma. Escande, por exemplo, chegou a uma equação que, escrita em números adimensionais, tem a forma

$$\epsilon_E = \frac{2 + \eta}{\beta} - (2 + 3\eta);$$

porém o mesmo autor verificou, por meio de integrações gradativas, que uma área entre  $F_E$  e  $F_{Th}$  não é suficiente para o amortecimento completo das oscilações. Depois do primeiro período, acontecem oscilações com amplitude constante, mas reduzida.

Nas chaminés diferenciais as circunstâncias são parecidas. Foi verificado que:

1. A soma das áreas da bacia e do tubo central ( $F_1 + F_2$ ) menor que  $F_{Th}$  produz oscilações com amplitude constante reduzida.
2. A mesma soma igual a  $F_{Th}$  garante a estabilidade se a resistência no estrangulamento não ultrapassa certo valor, o que é óbvio, considerando que, para uma resistência do estrangulamento infinita, a área da bacia fica ineficaz e apenas a área do tubo central age no amortecimento das oscilações.

Considerando-se que oscilações com amplitude constante foram movimentos ilimitados do regulador e implicam no perigo de sobreposição de oscilações, aconselha-se escolher uma área não muito inferior à área que resulta do critério de Thoma.

6.8 EQUIPAMENTO DOS ÓRGÃOS ADUTORES E DAS CHAMINÉS DE EQUILÍBRIO

Com o fim de possibilitar a manutenção e consertos, os órgãos adutores devem ser fechados por comportas, válvulas ou outros apetrechos. A tomada d'água, regra geral, está munida de comportas e *stop-logs* e, dependendo do comprimento dos túneis, das tubulações, etc., torna-se necessário prever mais obturações temporárias.

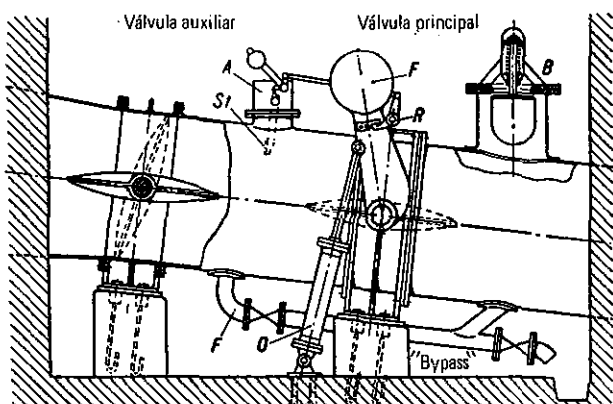
A adução mais curta existe nas usinas com queda baixa, com caixa espiral de concreto de uma turbina Kaplan. As Figs. 6.116 e 6.121 representam exemplos desse tipo. Nesse caso, podem ser omitidas as comportas e o fechamento eventual da tomada d'água será efetuada pelos *stop-logs*, como foi descrito no item 6.5.2.2.

Quando os órgãos adutores são mais compridos, mas ainda de um comprimento que não precise de uma chaminé de equilíbrio para manter os efeitos do golpe de ariete nos limites admissíveis, basta a comporta na tomada d'água, se cada turbina for alimentada por sua própria tubulação ou túnel. Exemplos estão contidos nas Figs. 6.99, 6.102, 6.123 e 6.124. No caso contrário, a montante de cada turbina deve ser colocada uma válvula.

Chaminés de equilíbrio cuja extremidade superior fica ao ar livre devem ser protegidas contra a entrada de corpos estranhos, que possam entrar na tubulação forçada e danificar as turbinas. Isso pode ser efetuado por uma casinha com aberturas de aeração laterais, munidas de grades, como mostra a Fig. 6.176, ou por grades colocadas na saída da tubulação forçada. Às

vezes, projeta-se, em lugar dessas grades, uma vala no fundo da tubulação forçada que retém corpos pesados arrastados, como por exemplo, pedras ou pedaços de concreto, que possam cair do teto do túnel adutor.

Logo a jusante da chaminé de equilíbrio, intercala-se, na tubulação, uma válvula para impedir o esvaziamento do túnel adutor (ou da tubulação adutora), quando a tubulação forçada (ou o poço sob pressão) é esvaziada. Essas válvulas ficam ou fechadas ou completamente abertas; posições intermediárias podem acontecer apenas durante o movimento da parte vedante. Por isso, são usadas geralmente válvulas planas (Figs. 6.90 e 6.91) ou válvulas-borboleta (Fig. 6.218), que causam perdas de carga pequenas na posição totalmente aberta, mas perdas grandes, em posição semiaberta.



**Figura 6.218** Válvulas-borboleta, sendo uma auxiliar, instaladas logo à jusante das chaminés de equilíbrio, vendo-se a ventosa e a tubulação *bypass*

Nas usinas modernas têm sido preferidas as válvulas-borboleta, porque ocupam pouco espaço, são relativamente leves e por isso baratas, não precisam grandes esforços para sua operação, porque os esforços que agem no disco estão equilibrados, e podem ser munidas com equipamento para fechamento de emergência independente de uma fonte de energia elétrica ou mecânica.

Foram executadas válvulas-borboleta para pressões de algumas centenas de metros de coluna d'água e grandes diâmetros. Pela Escher Wyss, por exemplo, foram fornecidas válvulas de 3,05 m de diâmetro, sob pressão de 420 m, e de 8 m de diâmetro, sob pressão de 270 m. O eixo do disco pode ter posição horizontal ou vertical.

Um certo defeito das válvulas-borboleta representa a dificuldade da vedação, principalmente sob altas pressões, causada pela deformação elástica do disco, que exige construções especiais de borracha. O fechamento rápido de emergência geralmente é efetuado por meio de um contrapeso na alavanca ligada ao eixo do disco, como mostra a Fig. 6.218.

Com a finalidade de limitar o golpe de ariete no túnel adutor e danos na válvula propriamente dita, o movimento do disco é freado por uma espécie de servomotor a óleo, que também serve para abrir a válvula. O fechamento rápido é provocado por um apetrecho que desengata a tranca, quando a velocidade na tubulação ultrapassa certo valor acima do correspondente à vazão máxima das turbinas. Isto pode acontecer, por

exemplo, por um acidente na tubulação forçada. Porém o fechamento rápido pode ser provocado, além disso, por outras causas e operado por telecomando da casa de força. A jusante da válvula deve ser prevista uma ventosa que age nos dois sentidos: deixando entrar o ar quando a válvula fecha, para se evitarem subpressões nas tubulações forçadas, e deixando-o sair quando a tubulação é reenchida.

A tubulação forçada enche-se devagar, liberando uma pequena vazão para se evitarem danos na tubulação. Passando pela válvula-borboleta entreaberta, a água causa vibrações perigosas e eventualmente cavitações e erosões no disco. Por isso sempre é projetado um *by-pass* cujo diâmetro será determinado pela vazão necessária para encher a tubulação no tempo adequado.

Principalmente nos casos em que o túnel adutor tem grande comprimento, é colocado, a montante da válvula principal, uma válvula auxiliar para se possibilitarem obras de manutenção ou reparos na válvula principal, sem a necessidade de se esvaziar todo o túnel. Tal válvula pode ser movimentada manualmente.

Na extremidade inferior da tubulação forçada ou do poço sob pressão, coloca-se uma válvula logo a montante da turbina, em todos os casos que a tubulação é comprida e a queda alta, para evitar a necessidade de se esvaziar a tubulação, durante os trabalhos de manutenção ou de consertos na turbina, ou se a tubulação é curta, mas abastece mais de uma turbina.

Nos casos de pressão d'água de até cerca de 300 m e de grandes diâmetros, usam-se válvulas-borboleta e, para pressões maiores, prefere-se a válvula esférica. Na posição aberta, esta não tem nem saliências, nem ranhuras e a passagem para a água tem o mesmo diâmetro que a tubulação. Por essa razão não existe perda de carga adicional. Na posição fechada, o registro 3 da Fig. 6.219 está fechado e, no espaço A, entra água, por pequenas aberturas em comunicação com o tubo cheio, que pressiona o disco contra os anéis de vedação, efetuando, assim, fechamento praticamente completo. A movimentação pode ser feita manualmente, por motor elétrico ou por servomotor acionado por óleo sob pressão e pela água sob a pressão existente na tubulação forçada. As válvulas são munidas de um *bypass* como as válvulas-borboleta.

## 6.9 CASAS DE FORÇA

### 6.9.1 GENERALIDADES

As casas de força têm a finalidade de alojar as máquinas e os equipamentos, possibilitar sua montagem ou eventual desmontagem e a sua operação e manutenção. Todo o projeto deve visar, por isso, a futura operação com o fim de facilitá-la e simplificá-la. Durante qualquer conserto, a máquina fica parada e deixa de produzir energia que poderia ser vendida. Isso significa perda de renda. Por esse motivo deve ser previsto, já no projeto, tudo o que possa acelerar o conserto. Nessas condições, a forma da casa de força está completamente definida; cada aumento do volume, que não seja absolutamente indispensável, representa acréscimo desnecessário do custo.

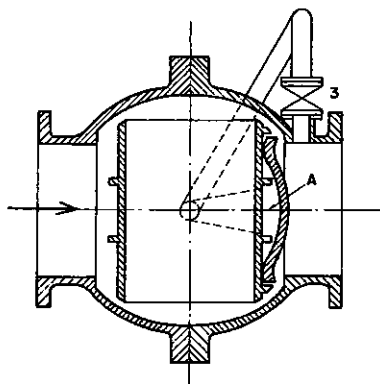


Figura 6.219 Válvula esférica para grandes pressões

Recomenda-se a colaboração de um arquiteto, já na fase de anteprojeto, para fixar, pelo menos em traços gerais, o aspecto estético da obra, sempre respeitando as exigências da futura operação. Levando-se em conta que o custo de um acabamento do interior da casa bem estudado exige o aumento do custo em um por cento do custo total da usina, vale a pena gastar esse dinheiro, considerando-se que um ambiente de boa aparência estética e limpo leva o pessoal a manter essa limpeza no edifício, nas máquinas e no equipamento.

A casa de força pode ser a céu aberto com superestrutura que suporte o teto e as vigas para os trilhos das pontes rolantes (tipo fechado) ou sem superestrutura e com guindaste-pórtico em lugar das pontes rolantes (tipo semi-aberto), ou subterrânea, em caverna ou aterrada. Em todos esses casos, as dimensões da sala de máquinas são determinadas pelo tamanho destas e dos demais equipamentos. Por isso, nos itens seguintes será descrita a construção dos vários tipos de turbinas, de geradores e dos equipamentos mecânicos e elétricos, e serão indicados os meios para um primeiro dimensionamento das máquinas, suficiente para a confecção do projeto preliminar. As dimensões definitivas podem ser indicadas somente pelos fabricantes, com base nos cálculos e nos desenhos das máquinas construídas por eles. Um projetista prudente não escolherá as dimensões mínimas definidas por esses métodos sumários, mas sempre adicionará uma certa margem de segurança. Lembramos que, na elaboração do projeto definitivo e executivo, é mais fácil diminuir as dimensões preliminares que ser forçado a aumentá-las e verificar que a falta de espaço exige uma revisão completa de projeto, aumentando o orçamento inicial.

## 6.9.2 TURBINAS

### 6.9.2.1 Definições

Atualmente são usadas, nas usinas hidrelétricas, dois tipos de turbinas hidráulicas, as de reação e as de ação. A Norma Brasileira P-TB-74 define estes dois tipos da seguinte maneira: a turbina hidráulica de reação é "aquela em que o trabalho mecânico é obtido pela transformação da energia cinética e de pressão da água, em escoamento através das partes girantes", enquanto as de ação transformam somente a energia cinética da água. As Normas NEMA descrevem os tipos um pouco mais substancialmente, dizendo que a turbina de reação

dispõe de uma caixa d'água de um mecanismo para regular a admissão da água e distribuí-la igualmente por todas as entradas do rotor e ainda de um tubo de sucção. A turbina de ação contém um ou mais jatos descarregando em direção às conchas do rotor, sob condições de pressão atmosférica, e dispõe de dispositivos para regular a descarga, de uma caixa e de uma passagem de descarga.

As turbinas de reação são do tipo Francis e de hélices. As turbinas de hélices podem ser de pás fixas ou de pás ajustáveis, e, nesse caso, são chamadas de turbinas Kaplan, nome de seu inventor. As turbinas de ação são do tipo Pelton.

Na classificação e nos projetos das turbinas, usam-se os seguintes termos:

$Q$  = descarga engolida pela turbina sob a queda  $H$ ,

$Q_1 = Q/\sqrt{H}$ , descarga sob a queda de 1 m,

$n$  = número de rotações sob a queda  $H$ ,

$n_1 = n/\sqrt{H}$ , número de rotações sob a queda de 1 m,

$P$  = potência da turbina, em kW, sob a queda de  $H$  m,

$P_1 = P/\sqrt{H^3}$ , potência sob a queda de 1 m.

Turbinas com rotores geometricamente semelhantes pertencem a uma série. Em cada série, para todos os tamanhos das turbinas, os valores  $n_1 \sqrt{P_1}$  ficam constantes; desse modo, a velocidade específica serve de característica dessa série. Geralmente é usada a característica:

$$n_s = n_1 \sqrt{P_1} = n \sqrt{P}/(H \sqrt[4]{H}),$$

que representa o número de rotações de um rotor da série que tem, sob 1 m de queda e plena abertura, a potência de 1 kW, pressupondo-se que o rendimento dos rotores, de todos os tamanhos geometricamente semelhantes, fique constante, o que é o caso apenas aproximado. Independente do rendimento, a característica usada é:

$$n_q = n \sqrt{Q}/\sqrt[4]{H^3},$$

mas nas considerações dos itens a seguir é usada a característica  $n_s$ .

Conforme a tendência mundial de usar, para todas as dimensões, o sistema métrico, nas fórmulas indicadas, a potência tem a dimensão de kW. Se a potência for indicada em cv, o valor da velocidade específica passa a ser

$$n_s (\text{cv}) = 1,1656 n_s (\text{kW}).$$

### 6.9.2.2 Turbinas Pelton

No Brasil existem poucas localidades que oferecem a possibilidade de implantar usinas com turbinas Pelton, por falta de quedas suficientemente altas. Em geral, somente na Serra do Mar existem encostas com diferenças de alturas concentradas de 300 m e mais, porém com rios geralmente muito pequenos, e nessa região encontram-se as poucas usinas com turbinas Pelton que existem no Brasil. A Usina de Cubatão, da São Paulo Light, tem queda de cerca de 700 m e com derivação de água da bacia hidrográfica do Rio Tietê; a de Itatinga, da Companhia de Docas de Santos, com 650 m; a de

Macabu, da CBEE, com 350 m de queda, com derivação do Rio Macabu para a bacia do Rio Macaé e a de Capivari-Cachoeira, da COPEL, 714 m, também com derivação de águas de bacia alheia. Essas quedas encontram-se muito perto ou acima do limite da aplicação do tipo Francis. Na Usina de Fontes, da Rio-Light, com cerca de 340 m de queda, foram instaladas, no começo deste século, turbinas Pelton, porém, na ampliação da usina que começou no ano de 1939, foram instalados três grupos com turbinas Francis. As outras usinas de capacidade reduzida, têm quedas entre 300 e 400 m. Hoje em dia, certamente, seriam equipadas com turbinas Francis.

Pela reduzida probabilidade de aplicação de turbinas Pelton no Brasil, a discussão desse tipo pode ser limitada a uma descrição sucinta. A construção da turbina foi descrita esquematicamente pelas normas NEMA, citadas anteriormente. Um ou alguns jatos d'água com a velocidade correspondente a queda líquida são dirigidos contra as conchas do rotor. Assim, o número de rotações do rotor depende somente da altura da queda e do diâmetro do rotor, e a potência da turbina, do diâmetro do jato. A questão se a turbina deve ser projetada com um ou mais injetores depende do tamanho das conchas, que está relacionado ao diâmetro do jato. Uma turbina com um só jato é mais simples e, por isso, mais barata, porém as conchas assumem dimensões que permitem apenas a colocação de um número restrito no perímetro do rotor, o que reduz o aproveitamento total da vazão e diminui conseqüentemente o rendimento. Nesses casos, o número dos injetores deve ser aumentado, conseguindo-se, assim, conchas menores em maior número. Com base em várias considerações, na prática adotou-se, para a construção de rotores Pelton com alto rendimento, a condição de que a relação entre o diâmetro do rotor  $D$ , que é determinado pela distância do centro do jato ao centro do eixo da turbina, e o diâmetro do jato  $d$  não deve ser menor que 10:

$$m = \frac{D}{d} > 10.$$

Gerber estabeleceu a relação entre a queda  $H$  e o mínimo do coeficiente  $m$  da seguinte maneira:

$H$	$m_{min}$
400	8
500	9
600	10
750	11
1 000	14
1 500	19
2 000	24

Isso significa que, sob quedas menores que 600 m, o rendimento é um pouco mais baixo.

Com a finalidade de aumentar a velocidade da turbina foram construídas duas rodas no mesmo eixo. Então a descarga é repartida sobre o dobro do número de injetores, com a diminuição correspondente do diâmetro do jato e do rotor.

A vazão que passa pelos injetores e, concomitantemente, a potência da turbina são reguladas por agulhas

que podem fechar completamente a abertura do injetor. Além disso, existe, diante de cada injetor, um defletor destinado a desviar parcial ou totalmente do rotor o jato d'água. A Fig. 6.220 ilustra o funcionamento do defletor.

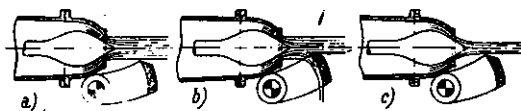


Figura 6.220 Funcionamento do defletor no jato de uma turbina Pelton

O defletor tem a seguinte finalidade: por causa do grande comprimento da tubulação forçada correspondente à queda disponível, a agulha deveria fechar o injetor muito lentamente, quando a carga da turbina diminui, para se evitarem golpes de ariete muito fortes. Mas, durante o tempo de fechamento, a turbina assume grande sobrevelocidade, porque o gerador com rotações relativamente altas tem diâmetro pequeno e, por isso, também um momento de inércia pequeno. O defletor desvia o jato d'água do rotor rapidamente, reduzindo a potência à correspondente à carga, enquanto a agulha fecha lentamente, de modo que o golpe de ariete aumenta a pressão na tubulação apenas em cerca de 10% da pressão estática. As agulhas são movimentadas por hastes ligadas mecanicamente ao regulador ou por servomotores individuais para cada agulha. O servomotor pode ser colocado dentro do corpo do injetor (Fig. 6.223).

As turbinas Pelton devem ser colocadas numa cota que garanta uma distância de pelo menos 1 m, entre o ponto mais baixo da roda e o nível d'água máximo de jusante. Nos casos em que o nível máximo de enchente, que acontece raras vezes, sobe muito acima do nível normal — pela Escher Wyss, foi fornecida uma turbina para a usina em que o nível d'água de enchente sobe 6,5 m — o canal de fuga é fechado acima do nível normal e, em casos de nível d'água de jusante muito alto, o nível, dentro da câmara assim formada, é reduzido induzindo-se ar comprimido nela (Fig. 6.221). Esse arranjo foi aplicado na usina Tysso II, na Noruega, e funciona com pleno êxito desde o ano de 1967.

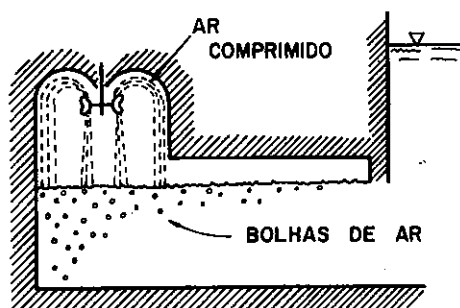
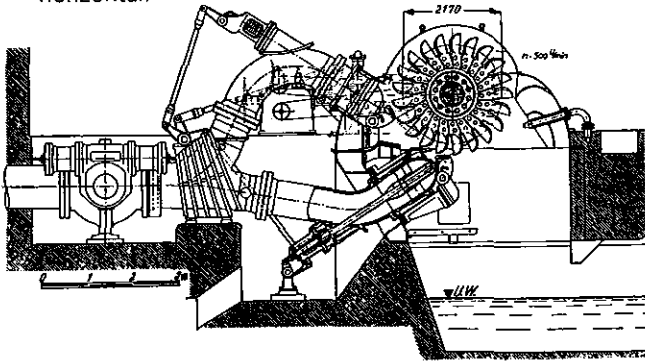


Figura 6.221 Injeção de ar comprimido na câmara de descarga de uma turbina Pelton, para rebaixamento do nível d'água

As turbinas Pelton podem ser construídas com eixo horizontal (Fig. 6.222) ou vertical (Fig. 6.223). No arranjo da unidade com eixo horizontal, todas as partes, a turbina, o gerador, os mancais, etc., são facilmente acessíveis e podem ser montadas ou desmontadas, inde-

pendentes uma da outra, pela ponte rolante. Por outro lado, esse arranjo exige uma área maior para a casa de força. Turbinas com duas rodas sempre têm eixo horizontal.



**Figura 6.222** Tipo de turbina Pelton, de eixo horizontal, com dois injetores

Mais de dois injetores dificilmente podem ser arranjados ao redor de um rotor com eixo horizontal. Nesses casos sempre se usa o eixo em posição vertical.

As turbinas Pelton estão munidas de um pequeno injetor cujo jato d'água tem direção oposta aos injetores principais e serve de freio quando a máquina tiver que parar.

### 6.9.2.3 Turbinas Francis

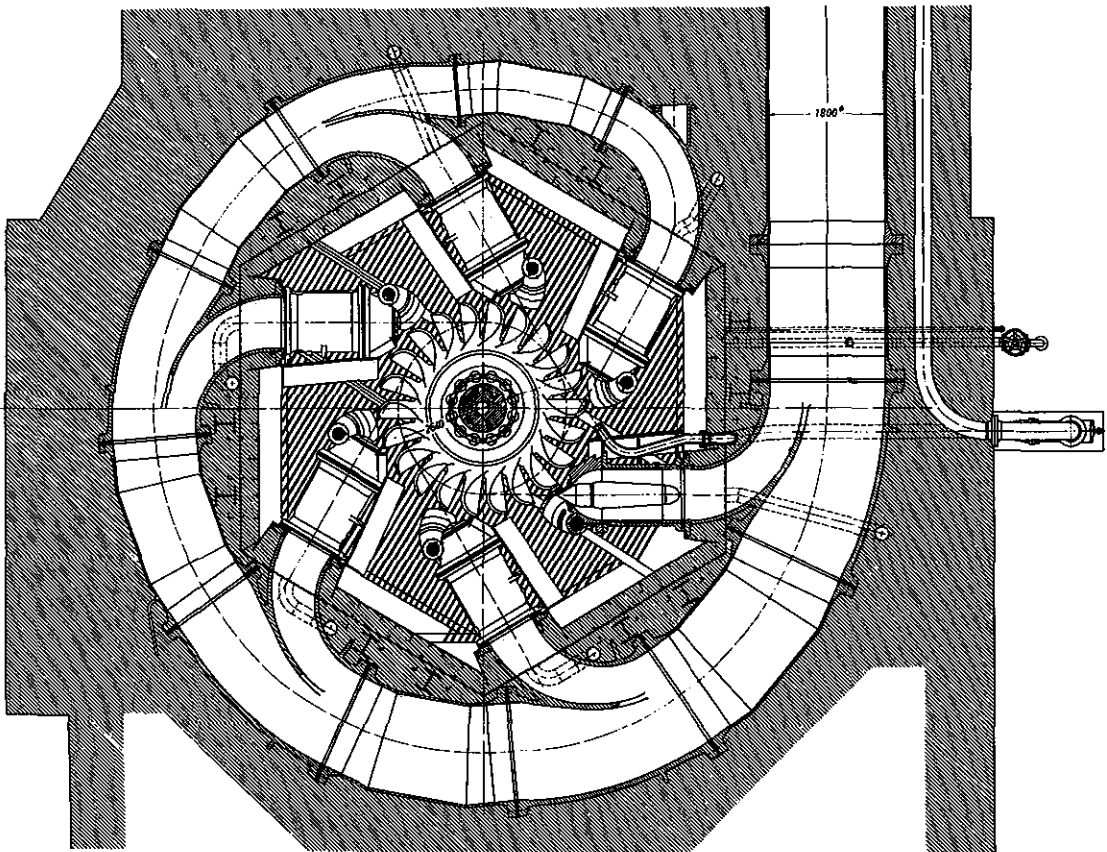
O rotor das turbinas Pelton gira no ar e o jato d'água transmite sua energia cinética às conchas, trans-

formando-a em trabalho mecânico, enquanto, ao contrário, o rotor das turbinas de reação (Francis e Kaplan) gira dentro da corrente d'água contínua. Logo a jusante do rotor pode haver pressão até negativa, um fato muito importante no projeto da turbina.

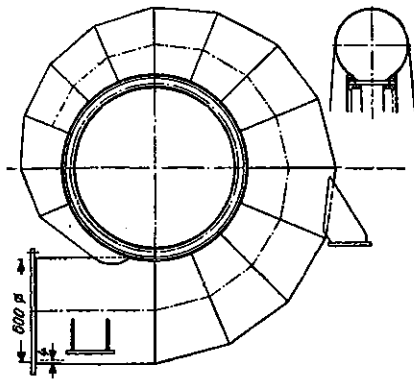
O rotor da turbina Francis está definido na Norma Brasileira P-TB-74 da seguinte forma: "o rotor é constituído por um certo número de pás com curvatura especial, fixas e estruturadas entre as coroas interna e externa. Neste tipo de turbina o fluxo d'água é orientado e distribuído igualmente, na direção radial, por toda periferia da entrada do rotor, saindo na sua direção axial". As pás formam entre si canais cheios d'água em movimento. Anota-se que foram construídas algumas turbinas desse tipo sem a coroa externa. A água saindo do rotor com velocidade grande entra no tubo de sucção em que é retardada até cerca de 1,5 a 2,0 m/s, na saída do tubo. A forma do tubo de sucção é muito importante para que a recuperação da energia cinética remanescente suceda com o mínimo de perdas.

A água é aduzida ao rotor pela caixa espiral. Somente turbinas pequenas são colocadas no fundo de uma câmara d'água aberta e os órgãos de regulação estão todos submersos, mas esse tipo não precisa ser tratado detalhadamente.

A uma tubulação forçada será ligada uma caixa de aço em forma de espiral completa, de seção circular (Fig. 6.224). O corpo da espiral é composto de virolas formadas por anéis abertos que são soldados entre si e aos flanges dos anéis superior e inferior das aletas fixas, cuja finalidade é juntar mecanicamente os dois anéis e pré-orientar a entrada de água no rotor.

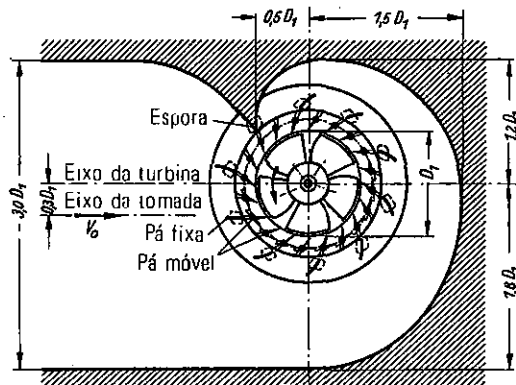


**Figura 6.223** Tipo de turbina Pelton, de eixo vertical, com seis injetores



**Figura 6.224** Caixa de aço, de uma turbina Francis, em forma de espiral completa, de seção circular

Nas usinas de baixa queda, em que a caixa está ligada diretamente à tomada d'água com as grades e comportas, a espiral é feita de concreto em forma semi-espiral (Fig. 6.225), com seções transversais retangulares. A Fig. 6.116 apresenta um exemplo. As usinas do Rio Tietê são desse tipo.



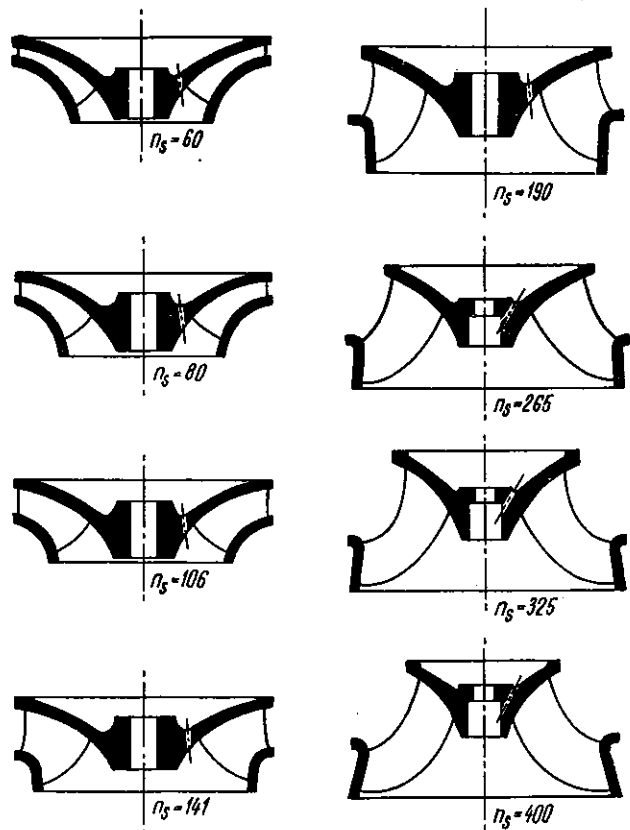
**Figura 6.225** Espiral de concreto de uma turbina Francis de baixa queda

Em frente à entrada do rotor, encontra-se o distribuidor ou anel de aletas ajustáveis que podem girar um certo ângulo a fim de controlar a descarga. Os eixos das aletas passam pela tampa da turbina e levam manivelas ligadas por meio de hastes ao anel do distribuidor. O anel recebe o comando para a regulação do fluxo d'água de alimentação e transmite-o a todos os mecanismos de acionamento das aletas ajustáveis.

O anel do distribuidor é movimentado, em pequenas turbinas, por meio de um eixo, pelo servomotor embutido no regulador; nas maiores, por um ou dois servomotores colocados no plano do anel do distribuidor. A Voith usa, às vezes, dois ou mais servomotores anulares que têm a forma de um segmento de anel com o centro do diâmetro no centro do eixo principal. Em Barra Bonita, Jurumirim e Xavantes foram empregados servomotores individuais que movimentam cada aleta ajustável.

A turbina Francis é construída para queda entre 600 m a 20 m, mas a velocidade específica  $n_s$  varia, nessa área, entre cerca de 50 a 410 e a forma do rotor depende da velocidade específica, como mostra a Fig. 6.226. Concomitantemente muda a forma da curva dos rendimentos. Uma turbina com  $n_s = 60$ , que significa um rotor lento, com o rendimento ótimo para 80% da

potência total, apresenta uma curva dos rendimentos bem chata e, sob 50% da carga, o rendimento diminui cerca de 4%. A curva de uma turbina com  $n_s = 325$ , rotor rápido, é muito mais aguda e o rendimento diminui, sob 50% da carga, em 10%. Os rotores para velocidade específica entre 85 e 175 são chamados normais.



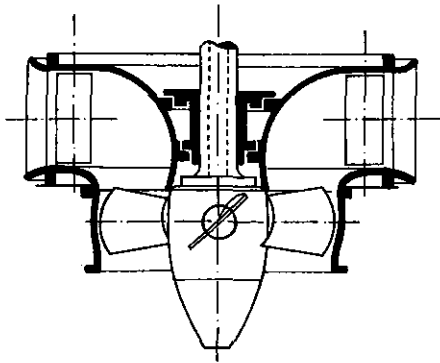
**Figura 6.226** Forma de rotores de turbinas Francis, de acordo com suas velocidades específicas

#### 6.9.2.4 Turbinas Kaplan

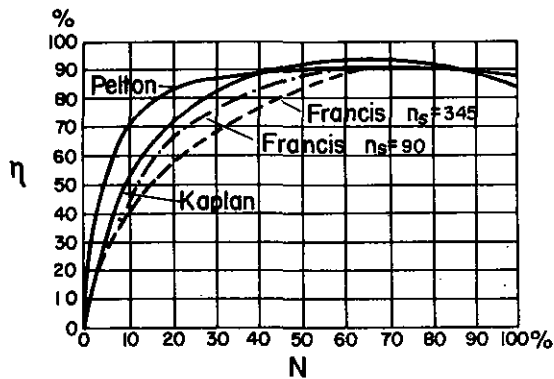
As características deficientes da turbina Francis sob quedas baixas conduziram à invenção das turbinas de hélices. As Normas Brasileiras definem esse tipo como segue: "Nas turbinas-hélices o rotor é constituído por um núcleo central, cubo hidrodinâmico, fixo à extremidade da árvore principal, que sustenta um pequeno número de pás em forma de hélice. Neste tipo de turbina o fluxo d'água é orientado de maneira que, tanto na entrada como na saída do rotor, sua direção coincide com a da árvore. As turbinas-hélices podem ser de pás fixas ou ajustáveis (Kaplan)" (Fig. 6.227).

As turbinas com pás fixas têm sua curva de rendimento muito aguda, de modo que, com a carga um pouco maior ou menor que a do ponto ótimo, o rendimento cai rapidamente. As turbinas-hélices com pás fixas trabalham com rendimento razoável somente sob carga praticamente constante e, por isso, são raramente usadas. Esse defeito é eliminado pela turbina Kaplan que tem as pás ajustáveis, em dependência da posição das aletas do distribuidor e conseqüentemente da carga. A curva de rendimento é bastante chata e superada, nesse sentido, apenas pela turbina Pelton, que com





**Figura 6.227** Corte esquemático de uma turbina-hélice, tipo Kaplan de pás variáveis



**Figura 6.228** Curvas de rendimento das turbinas Francis, Kaplan e Pelton

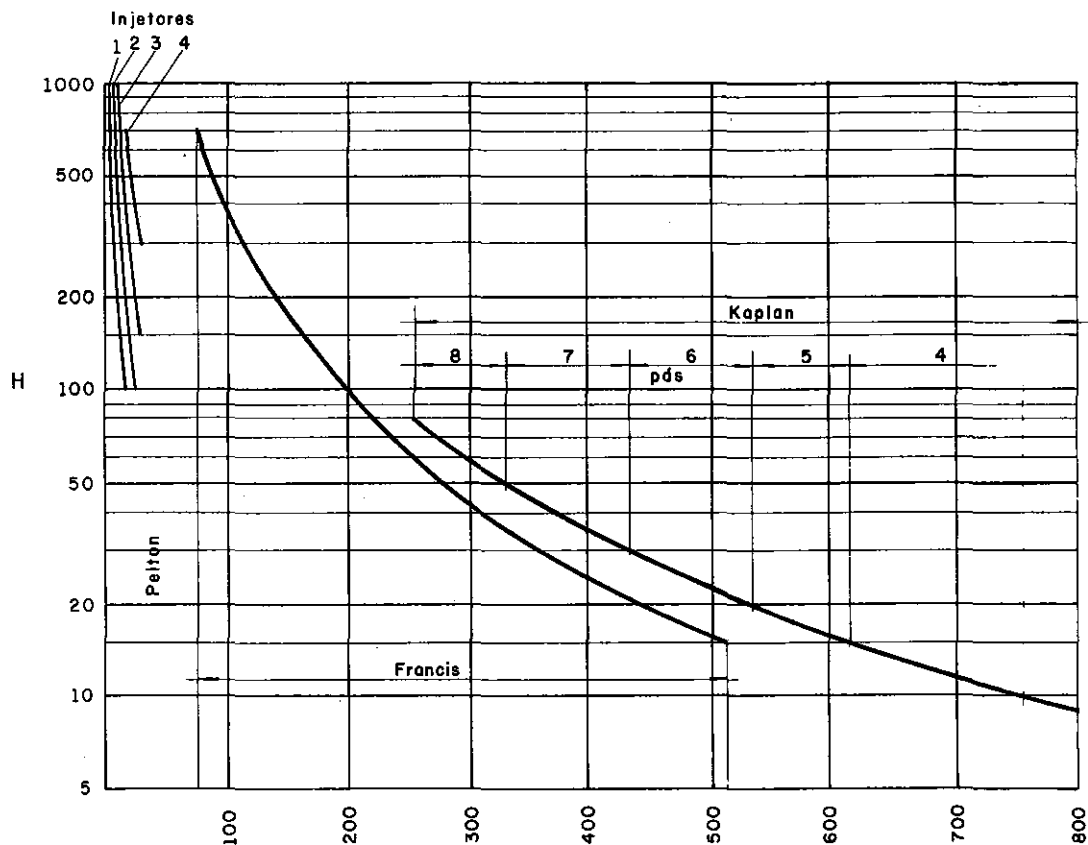
carga parcial de até 25% da total tem rendimento bastante melhor que a turbina Kaplan, embora o máximo seja um pouco inferior. Na Fig. 6.228 encontram-se traçadas esquematicamente as curvas de rendimento das turbinas Francis, Kaplan e Pelton. A adução d'água à turbina Kaplan e seu tubo de sucção têm as mesmas formas que os da turbina Francis.

O rotor, com velocidade específica maior que aproximadamente 650, tem 4 pás e o número aumenta até 8, conforme a diminuição da velocidade (veja a Fig. 6.229).

As pás são ajustadas por meio de manivelas, bielas e uma cruzeta, alojadas dentro do cubo do rotor. A cruzeta é movimentada por um servomotor que pode ser colocado na ogiva do cubo do rotor, ou entre dois flanges da árvore principal, ou na extremidade superior da árvore, onde serve de cubo para o rotor do gerador. O óleo sob pressão é conduzido ao servomotor por tubos colocados dentro da árvore oca. As aletas do distribuidor são reguladas da mesma maneira como nas turbinas Francis. A posição das pás do rotor é ajustada por um came fixado a um eixo do sistema de regulagem das aletas. Tal came tem a forma que corresponde à posição mútua das pás e das aletas sob certa queda. Por isso, quando a queda da usina varia muito, esse apetrecho tem uma forma tridimensional e sua posição é comandada por um indicador da queda atual.

### 6.9.2.5 Turbinas tubulares

As turbinas tubulares são do tipo hélice, mas a adução da água e sua saída diferem dos tipos comuns.



**Figura 6.229** Gráfico indicando o número de pás em função da rotação e da queda

O fluxo d'água fica completamente paralelo ao eixo da turbina, tanto na entrada quanto na saída. As primeiras turbinas desse tipo, construídas no decênio de 30, tinham pás fixas, com uma coroa externa na qual foi montado diretamente o rotor do gerador, de modo que as pás da turbina serviam de raios para o rotor do gerador. No período de 1937 a 1951, foram construídas mais de 70 turbinas desse tipo, na Alemanha e na Áustria, que trabalham até hoje satisfatoriamente. Uma dessas máquinas foi projetada e construída com pás ajustáveis, mas sem sucesso. O peso da coroa externa da turbina e o do rotor do gerador e os esforços internos, causados pelas deformações e pela oscilação da temperatura na ligação entre as pás móveis e a coroa externa, impossibilitaram o movimento das pás. No ano de 1953, foram construídas, na Rússia, três turbinas, desse tipo, com pás ajustáveis, porém fracassaram completamente e foram substituídas por turbinas Kaplan convencionais de eixo vertical.

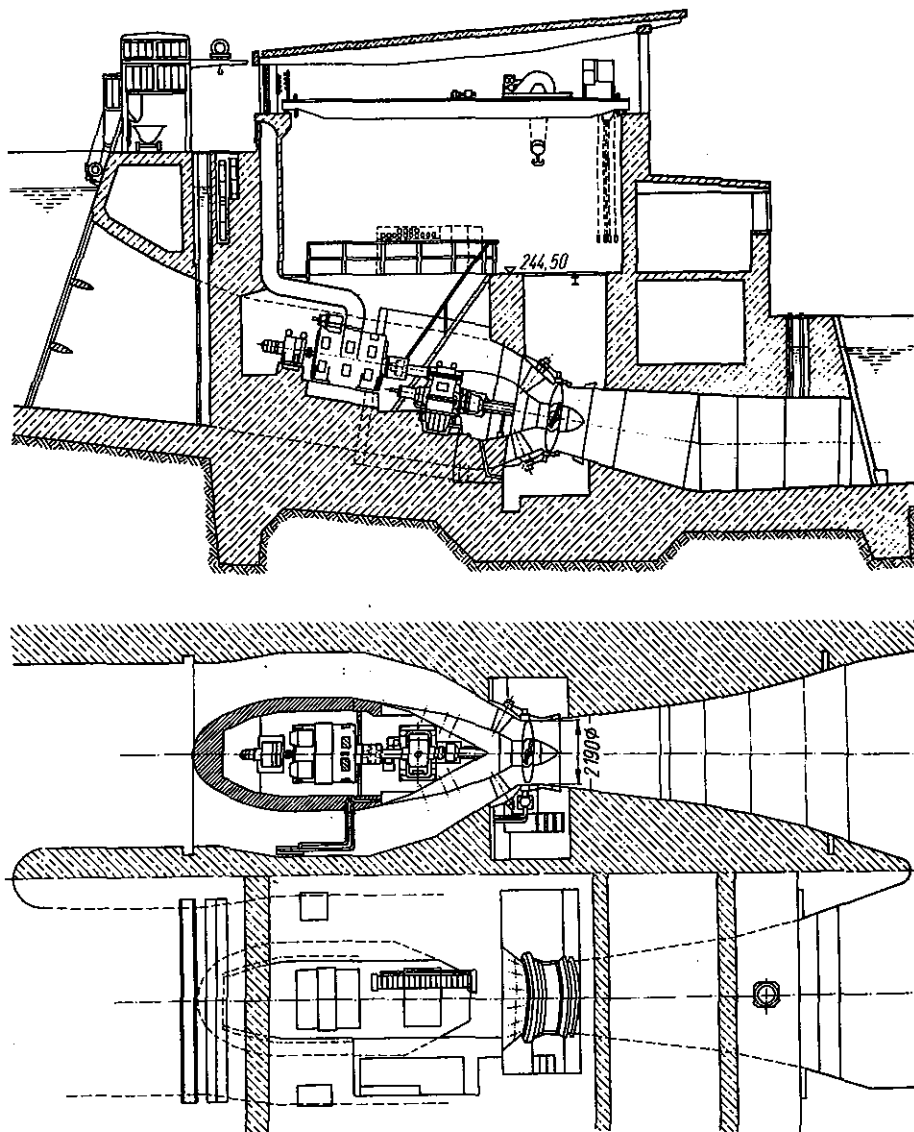
As turbinas-hélices com pás fixas têm a curva de rendimento muito aguda e, por isso, devem ser operadas, economicamente, sempre com a descarga que corresponda ao ponto mais alto da curva de rendimento.

A variação da carga pode ser acompanhada, com rendimento razoável, apenas quando existe um grande número de unidades que podem ser postas em operação e desligadas conforme a demanda.

Por essas razões, o tipo da turbina tubular, com gerador montado na coroa externa foi abandonado e substituído pelas turbinas-bulbo. O gerador é ligado à turbina mediante uma engrenagem cilíndrica ou planetária que aumenta a pequena velocidade da turbina até 10 vezes e reduz, assim, o tamanho do gerador, que pode ser colocado, em um poço a montante da turbina, dentro do tubo de adução, como mostra a Fig. 6.230. Turbinas desse tipo foram construídas com potência de até 41 MW, sob queda de 13,5 m, e com diâmetro do rotor de 6 m.

A invenção do apoio direto da coroa externa da turbina por mancais distribuídos no perímetro liberou as pás da turbina dos grandes esforços radiais, descritos nas alíneas anteriores, podendo, desse modo, ser movimentadas livremente.

As turbinas tubulares com gerador montado na coroa externa (ou com gerador traspassado pelo fluxo líquido) têm, assim, as mesmas características que as



**Figura 6.230** Planta e corte de uma instalação com turbinas tubulares

turbinas Kaplan com eixo vertical, mas, em comparação com estas, têm as seguintes vantagens:

- a) rendimentos melhores, pela eliminação das mudanças da direção do fluxo d'água na caixa espiral e no cotovelo do tubo de sucção;
- b) redução sensível do volume das obras civis para a casa de força;
- c) redução da altura da sala das máquinas, que em muitos casos pode ser submersa e servir de base para as comportas de superfície.

Os diferentes tipos de turbinas tubulares podem ser aplicados como as turbinas Kaplan com eixo vertical.

### 6.9.2.6 Escolha do tipo da turbina e fixação de sua potência

#### 6.9.2.6.1 ESCOLHA DO TIPO DA TURBINA

Dos capítulos anteriores, pode-se deduzir que, para certas faixas da queda disponível, é adequado um só tipo de turbina: em quedas maiores de 600 m, deve-se utilizar somente a turbina Pelton; nas quedas menores que cerca de 5 a 20 m, predomina a turbina Kaplan. As turbinas tubulares são do tipo Kaplan e são usadas somente em casos especiais. Mas, na faixa de 100 a 600 m de queda, podem ser escolhidas tanto turbinas Pelton quanto Francis e, para quedas entre 80 e 15 m, são aplicáveis turbinas Francis e Kaplan, como mostra a Fig. 6.229.

Diversas considerações, desenvolvidas a seguir, determinam a escolha do tipo da turbina para usinas de alta queda. A velocidade de uma turbina Francis é algumas vezes maior que a da turbina Pelton com um injetor, construída para a mesma queda. Com a finalidade de aumentar a velocidade, devem ser instalados mais injetores, sem alcançar a velocidade da turbina Francis. Por exemplo, uma turbina Pelton que desenvolve, sob queda de 478 m, a potência de 49 000 kW, com 360 rpm, está munida de quatro injetores. Uma turbina Francis podia ter a velocidade de pelo menos 514 rotações nas mesmas condições. A caixa espiral da turbina Francis tem, na sua maior extensão, cerca de 5 m de diâmetro, enquanto a distância entre as tubulações adutoras e os injetores mede mais de 10 m. Quatro injetores podem ser instalados somente em máquinas de eixo vertical. Calculando-se em uma distância de apenas 2 m, entre as tubulações adutoras e os injetores de duas turbinas Pelton ou entre as caixas espirais e as turbinas Francis, então a distância entre os eixos das unidades para as Pelton é de 12 m e para as Francis, de 7 m. Por isso, a turbina Francis tem as seguintes vantagens: mais rápida, conseqüentemente correspondendo a um gerador menor e mais barato, e a um comprimento da casa de força menor. Note-se que, em todos os casos, as dimensões do gerador são menores que as da caixa espiral da turbina Francis ou as da tubulação adutora da turbina Pelton. A turbina Francis pode aproveitar completamente a queda, mesmo com variação do nível d'água de jusante. A parte mais baixa do rotor Pelton deve ficar acima do nível máximo de enchente. 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.

A curva de rendimento das turbinas Francis, com baixa velocidade específica (queda alta), aproxima-se, nas cargas parciais, à da Pelton, como mostra a Fig. 6.228.

Sobre a questão do desgaste das partes da turbina, que também pode influenciar na escolha do tipo, as opiniões dos diversos autores diferem. Nos injetores com suas agulhas e nas conchas do rotor, a velocidade d'água corresponde à altura da queda no injetor,  $v = \sqrt{2gH}$ , enquanto a velocidade na turbina Francis é muito menor. É óbvio que o efeito erosivo de impurezas d'água depende de sua velocidade. Pequenas erosões na boca do injetor e nas conchas diminuem razoavelmente o rendimento.

Na escolha do tipo da turbina devem ser respeitados todos estes fatos, e recomendamos consultar fabricantes de turbinas e de geradores.

Na zona de queda entre cerca de 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 as seguintes vantagens: a velocidade é maior e conseqüentemente o gerador mais barato; a curva de rendimento é mais achatada, principalmente na parte inferior da zona de quedas, de modo que o rendimento para cargas parciais é bastante melhor. Nas quedas mais altas, deve ser levada em conta outra particularidade da turbina Kaplan, principalmente em usinas com reservatórios de regularização do deflúvio cujo nível varia muito, de modo que a queda disponível pode diminuir em até 70% ou mesmo 50% da queda normal. Enquanto o rendimento da turbina Francis cai bastante sob queda menor que a normal, o da Kaplan fica quase constante. Por outro lado, a turbina Kaplan é mais sensível contra a cavitação por causa da maior rapidez e deve ser colocada geralmente abaixo do nível d'água mínimo de jusante.

A Fig. 6.231, onde estão traçados os rendimentos e as vazões das turbinas Francis e Kaplan, sob quedas de 56, 51 e 40 m, estabelecidas por um fabricante de turbinas, na ocasião do anteprojeto de Três Marias, elucida essas condições.

Neste exemplo, os geradores têm a capacidade de 75 MVA, com sobrecarga de 15%, o que corresponde, com rendimento do gerador em 97%, à potência necessária da turbina de 103 000 cv. Com carga de 80%, ponto geralmente fixado para o rendimento mais alto, o rendimento da turbina Francis é menor que o da turbina Kaplan, caindo rapidamente para cargas menores. Sob queda de 40 m, o rendimento máximo da Francis é de 90%, o da Kaplan, 93,5%. A potência da Francis está limitada em 73 000 cv, gastando quase 10 m<sup>3</sup>/s mais que a Kaplan, com a mesma potência, enquanto a potência da Kaplan está limitada, pela cavitação, em 80 000 cv, mesmo que seja colocada 7,38 m mais baixo que a turbina Francis. Na operação, a queda mínima foi fixada em 32,5 m, para a qual as condições da Francis ainda são mais desfavoráveis. Foram escolhidas definitivamente turbinas Kaplan, porém com 163 rotações por minuto.

Todas estas particularidades devem ser levadas em conta na comparação dos dois tipos de turbina, com a finalidade de verificar se o menor preço do gerador acoplado a uma turbina Kaplan e a maior produção de

energia compensam o preço maior da turbina e o custo do volume maior de escavações.

Os problemas de transporte das peças para a obra também podem influenciar a escolha do tipo da turbina. 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. Esse aspecto será discutido mais detalhadamente num item posterior.

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 do esgotamento do reservatório. Uma economia de água em cerca de 8%, como no exemplo de Três Marias, é muito importante, levando-se em conta que cerca de 80% de energia no Brasil é fornecida pelas usinas hidrelétricas.

As turbinas tubulares podem ser aplicadas na mesma faixa de queda, como as turbinas Kaplan com eixo vertical, e seu tamanho físico é limitado apenas pelas possibilidades de fabricação.

### 6.9.2.6.2 FIXAÇÃO DA POTÊNCIA DAS TURBINAS

Os estudos hidrológicos e energéticos, como já vimos anteriormente, determinam a potência a ser instalada na usina. A escolha do número de unidades geradoras, em que será distribuída a potência instalada, depende de vários fatores, como por exemplo, do regime de operação, do tipo da usina e, finalmente, do tipo das turbinas e de suas possibilidades de fabricação.

Uma usina a fio d'água que tem apenas um reservatório de volume útil, com capacidade para a compensação das variações diárias ou semanais da carga, aproveita as descargas afluentes conforme o regime natural do rio. Conseqüentemente a potência disponível variará bastante durante todo o período. Se essa usina está ligada a uma rede elétrica abastecida por grande número de usinas, só operará economicamente como usina de base, nas épocas de grandes descargas, com potência que pode ser gerada pela descarga disponível em 25 a 30% do tempo (veja a curva de duração descrita no item 4.3.2.1). Nas épocas de estiagem, a produção da usina diminui conforme as descargas afluentes; sua potência instalada pode ser aproveitada apenas por poucas horas e deve ser colocada na parte superior do diagrama de carga (veja o item 4.4.3). Assim, o número e a potência unitária das unidades geradoras devem ser fixados de modo que atendam todos os modos de operação com o melhor rendimento possível, o que significa que o número deve ser relativamente grande e a potência unitária reduzida.

As usinas com grandes reservatórios, de capacidade para regularização anual ou plurianual, são projetadas, em geral, para atender ao fator de carga da rede elétrica. Isso significa que uma parte das unidades trabalha continuamente, durante 24 h, e somente durante o dia a carga varia consideravelmente. Assim, o número das unidades pode ser menor e sua potência unitária maior, sem que as turbinas tenham que trabalhar com rendimento reduzido.

A operação das usinas que trabalham apenas durante algumas horas do dia como usinas de ponta, é diferente. Nas pontas, a carga do sistema elétrico cresce e diminui rapidamente e, geralmente, cada unidade da usina de ponta será posta em operação com sua plena potência ou desligada completamente; as outras usinas

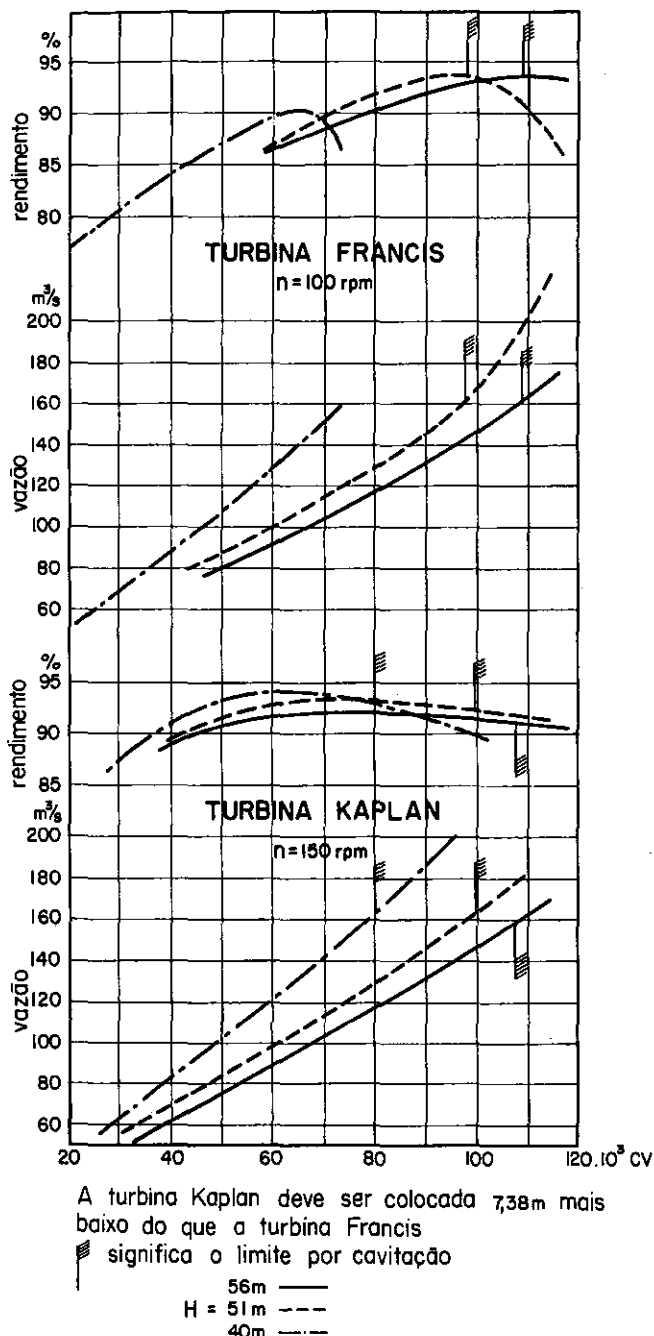


Figura 6.231 Rendimento e vazão de turbinas Francis e Kaplan, sob quedas especificadas de 56,51 e 40 m

Nessa altura, cabem algumas considerações que podem influenciar na decisão sobre a escolha da turbina. Na região centro-sul do Brasil, os rios têm regime muito semelhante; períodos secos aparecem em todos

do sistema atendem às diferenças entre a carga na rede elétrica e a potência da unidade que, distribuídas por todas, são relativamente pequenas para cada uma delas. Assim, as turbinas da usina de ponta trabalham pouco tempo, sob carga parcial, e seu rendimento reduzido durante esse período é de pouca importância.

Levando-se em conta o acima exposto, devem ser projetadas, nas usinas de grande potência, ou seja, de 1 000 MW ou mais, unidades com a maior potência possível, pelas razões explicadas a seguir.

Geralmente, duas máquinas grandes, por exemplo, são mais baratas que três ou quatro menores com a mesma potência total. Porém as turbinas maiores são mais lentas. A velocidade específica  $n_s$  é a mesma para as duas soluções, pois depende apenas da queda disponível, mas a velocidade efetiva das turbinas mais potentes é menor, como será explicado no item 6.9.2.1, e conseqüentemente os geradores são relativamente mais caros. Por outro lado, o menor número de unidades reduz o custo. Uma máquina de potência unitária  $P$ , por exemplo, não custa o dobro de duas máquinas de potência unitária  $P/2$ . As máquinas maiores exigem maior largura da casa de força e escavação mais profunda, mas o comprimento total da casa de força será bastante menor. Admitindo-se o caso normal, onde cada gerador é diretamente ligado a seu transformador, concomitantemente com a diminuição do número das unidades é reduzido o número de vãos de entrada na subestação e toda a instalação correspondente de medição e proteção com grande número de cabos de comando e controle. Todos estes fatos, sob o ponto de vista econômico, devem ser considerados na escolha do número de unidades.

Pode-se constatar a tendência geral de instalar, numa usina, o menor número de unidades com a potência unitária máxima possível. Quanto maior a potência total da usina, tanto maior a potência das unidades. Na Usina de Grand-Goulee, na Columbia-Riwa (EUA), por exemplo, nos anos de 1938 a 41 foram instaladas nove turbinas de 105 MW, no ano de 1963, três turbinas de 600 MW e no ano de 1975, outras três turbinas de 700 MW.

Porém, na fixação da potência máxima de uma turbina, deve-se levar em conta várias considerações. Em primeiro lugar, a potência máxima depende do tipo da turbina, da queda disponível, da velocidade específica  $n_s$  que está relacionada à queda, da velocidade efetiva da unidade  $n$  e do diâmetro máximo do rotor  $D_1$ , que pode ser usinado na fábrica.

A relação entre a potência, a queda, o diâmetro do rotor e a velocidade efetiva é fixada por duas fórmulas. No item 6.9.2.1, está indicada a fórmula

$$n_s = n \frac{P^{0,5}}{H^{1,25}}$$

que pode ser transformada em

$$P = n_s^2 \cdot \frac{H^{2,5}}{n^2}$$

Como será explicado no item 6.9.2.8, a velocidade específica depende da altura da queda, conforme a relação

$$n_s = \frac{k}{H^{0,5}} \quad \text{ou} \quad n_s^2 = \frac{k^2}{H}$$

Então

$$P = \frac{k^2}{n^2} \cdot H^{1,5}$$

O diâmetro da aresta de entrada do rotor  $D_1$  é definido pela fórmula

$$D_1 = D_{11} \frac{Q^{0,5}}{H^{0,25}}$$

como será explicado no item 6.9.2.8.2. Essa fórmula pode ser transformada em

$$Q = \frac{D_1^2}{D_{11}^2} \cdot H^{0,5}$$

A equação da potência de uma turbina é

$$P = 9,81 \cdot \eta_r \cdot QH \quad (\text{kW})$$

Juntando-se estas duas fórmulas, resulta

$$P = 9,81 \cdot \eta_r \cdot H^{1,5} \cdot D_1^2 \left( \frac{1}{D_{11}} \right)^2,$$

ou com o rendimento da turbina

$$\eta_r = 0,93,$$

$$P = 9,12 \cdot H^{1,5} D_1^2 \left( \frac{1}{D_{11}} \right)^2$$

$D_{11}$  pode ser definido por uma equação da forma

$$D_{11} = a n_s^b,$$

$$D_{11}^2 = a^2 n_s^{2b}$$

ou

$$D_{11}^2 = \frac{a^2 \cdot k^{2b}}{H^b}$$

Então

$$P = \frac{9,12}{a^2 \cdot k^{2b}} \cdot H^{(1,5+b)} D_1^2$$

ou

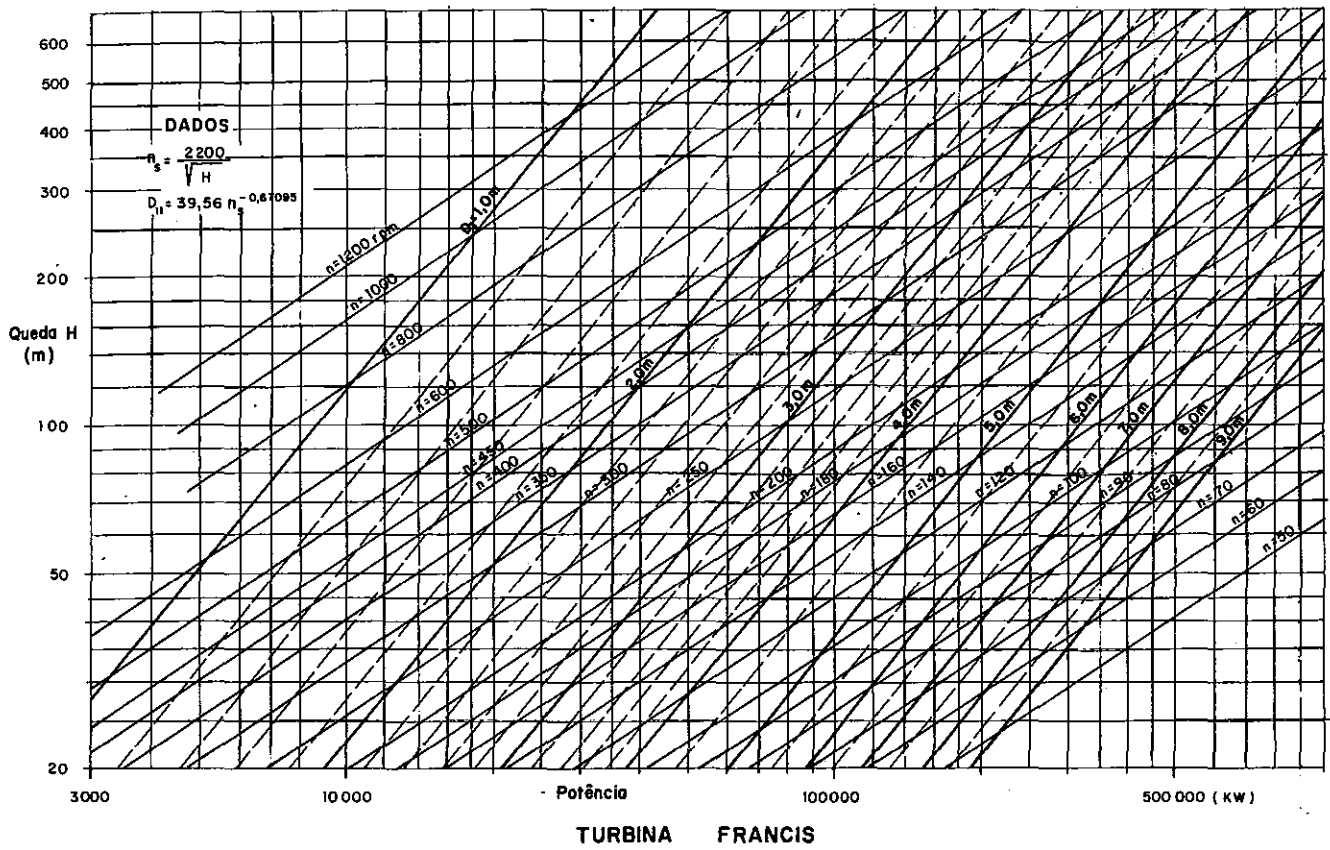
$$P = \frac{k^2}{n^2} \cdot H^{1,5}$$

Os gráficos das Figs. 6.232 e 6.233 elaborados com os valores de  $a$ ,  $b$  e  $k$  servem para uma rápida confrontação de variantes para a distribuição da potência total de uma usina pelo número de turbinas a ser escolhido.

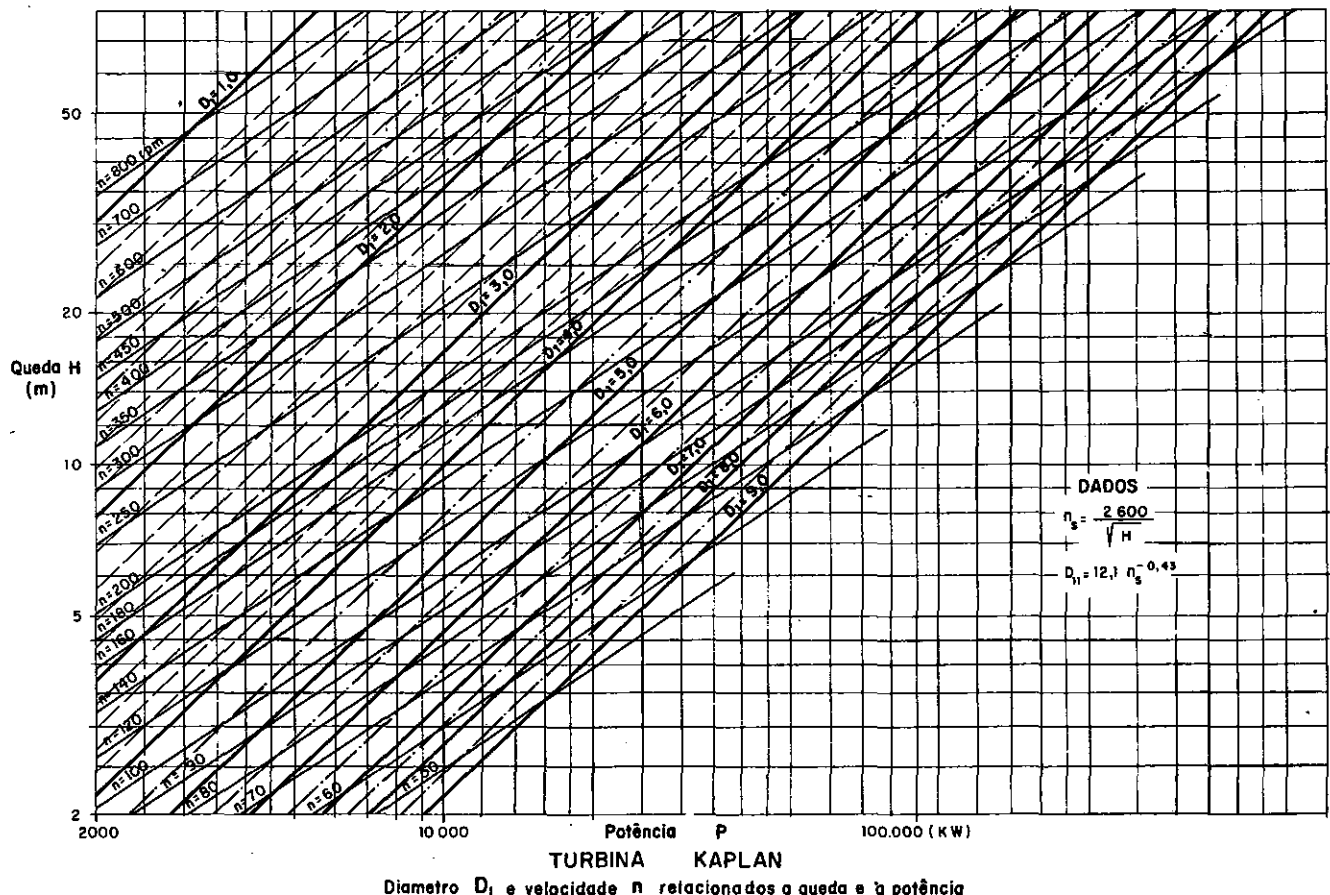
A potência de uma usina de 1 500 MW, sob queda de 100 m, por exemplo, pode ser gerada por três turbinas de 500 MW, com diâmetro do rotor  $D_1 = 7,60$  m e  $n = 98,4$  rpm, ou por cinco turbinas de 300 MW, com  $D_1 = 5,9$  m e  $n = 127$  rpm. As velocidades síncronas seriam  $n = 100$  e  $n = 128,57$  respectivamente.

Obviamente, os resultados tirados dos gráficos são aproximados e devem ser confirmados por cálculos mais exatos.

O diâmetro dos rotores das maiores turbinas Francis até agora fabricados atinge quase 10 m. Rotores desse tamanho não podem ser transportados nem nas rodovias nem nas ferrovias e devem ser fabricados seccionados — em detrimento de sua uniformidade — e montados na obra por meio de complicados flanges para aparafusar as partes, o que significa uma construção bastante cara. O uso de soldagem para a junção das peças exige, pelo menos, a construção, na obra, de um forno provisório para recozer o rotor depois de soldado.



**Figura 6.232** Confrontação de variantes para distribuição da potência total de uma usina, em relação ao número de turbinas Francis a ser escolhido



**Figura 6.233** Confrontação de variantes para a distribuição da potência total de uma usina, em relação ao número de turbinas Kaplan a ser escolhido

Os rotores das turbinas de Grand Coulee IV, com diâmetro externo de 9,8 m, foram transportados, para a obra completamente desmontados, as coroas externa e interna em quatro partes e as pás separadas, e montados na obra por soldas. Para isso foi construída uma mesa giratória que colocava o rotor na posição adequada para as diversas soldas. Depois de recozidos, os rotores foram usinados nos perfímetros das coroas por um equipamento provisório.

Quando for possível transportar as peças, em navio, até a obra, não existem limitações do tamanho e do peso. Muitas fábricas sediadas no interior dos continentes mandam os rotores seccionados até o porto de embarque, onde serão montados numa fábrica associada. As turbinas Kaplan podem ser transportadas desmontadas e a maior peça é o cubo. Mas as dimensões do cubo e conseqüentemente o diâmetro do rotor são limitadas pela possibilidade da fabricação, por exemplo, pelo peso da peça máxima a ser fundida nas instalações dos fabricantes.

Da potência da turbina e do gerador depende o tamanho e o peso do transformador e deve-se estudar se o transformador correspondente à potência da unidade geradora pode ser transportado. Com a finalidade de reduzir o tamanho da peça a ser transportada, pode ser projetado um banco de transformadores monofásicos, em vez de um transformador monofásico.

Outro problema deve ser abordado nessa altura. A potência de uma turbina que deve trabalhar sob queda variável depende da relação

$$\frac{P_1}{P_2} = \left(\frac{H_1}{H_2}\right)^{1,5}$$

A potência de uma turbina dimensionada para uma queda de projeto aproximadamente igual à queda média cai, nessa relação, sob queda menor que a do projeto.

As usinas com reservatório de regularização e grande depleção, com turbinas dimensionadas para a queda média, não podem fornecer a potência firme nos períodos de estiagem, pois o nível d'água no reservatório é menor que o correspondente à queda média. Se não existissem outras fontes de energia que pudessem cobrir esta deficiência, as turbinas deveriam ser dimensionadas de modo que pudessem fornecer a potência firme sob a queda mínima. Desse modo, estariam superdimensionadas para quedas maiores e, por meio de um dispositivo no regulador, a sua potência devia ser limitada a um valor correspondente à potência máxima do gerador.

Quando estão instaladas na usina unidades que normalmente servem de reserva, durante os períodos de baixa queda, o que, em geral, acontece raramente, essas unidades podem ser colocadas em operação regular, de modo que a usina fique sem reserva. Esse problema deve ser estudado detalhadamente em cada caso específico, levando-se em conta a operação da usina em conjunto com outras. Por outro lado, deve ser estudado o comportamento das turbinas sob a queda variável e a fixação da queda do projeto.

## 6.9.2.7 Regulação das turbinas

### 6.9.2.7.1 GENERALIDADES

Dentro da concepção geral deste livro, não se discutirá nestes itens a teoria dos reguladores e suas várias

características. Serão feitos comentários sobre o tipo mais usado nas turbinas de grande potência, deixando de lado os das turbinas pequenas, regulação a mão, regulação para nível d'água de montante constante, etc.

Nas usinas que abastecem o consumo público, usa-se geralmente a regulação para velocidade constante, às vezes com instalações especiais para a distribuição uniforme da carga a todas as máquinas da usina.

### 6.9.2.7.2 FUNCIONAMENTO DOS REGULADORES

Como foi mencionado nos itens anteriores, os injetores e os defletores das turbinas Pelton e as aletas do distribuidor das turbinas Francis ou de hélice e das pás do rotor das turbinas Kaplan são movimentados por servomotores acionados por óleo sob pressão. Um pêndulo centrífugo é o elemento sensível às variações de velocidade que produz um movimento proporcional a essas variações e comanda os servomotores.

O pêndulo deve ser relativamente leve, com um momento de inércia pequeno, para não diminuir sua sensibilidade, exercendo apenas esforços pequenos. Por isso, ele aciona uma válvula piloto leve que conduz o óleo sob pressão para a válvula distribuidora, que por sua vez controla o fluxo de óleo, levando-o para um ou outro lado do servomotor, abrindo ou fechando as aletas do distribuidor. Um mecanismo de retorno, comandado pela posição das aletas do distribuidor, recoloca a válvula piloto na posição neutra, depois de o distribuidor ter ocupado a posição correspondente à nova carga da turbina.

As turbinas Kaplan têm outro servomotor que ajusta as pás do rotor, comandado por outra válvula distribuidora, interligada com a válvula das aletas do distribuidor, por meio de um mecanismo que ajusta a posição das pás do rotor, dependendo da posição das aletas do distribuidor.

O óleo sob pressão, fornecido por bombas elétricas, é armazenado num tanque de pressão, geralmente com volume de óleo necessário para três movimentos do regulador e das pás do rotor. A pressão do tanque é mantida por um compressor. Para as turbinas Kaplan, projeta-se em geral um tanque separado, sob pressão maior, que serve para fechar as pás do rotor, em caso de emergência, quando falha o regulador.

O regulador pode ser colocado longe da turbina. O pêndulo é acionado por um pequeno motor que recebe o impulso de um pequeno gerador de ímã permanente, ligado ao eixo da turbina por meio de engrenagem, e a condução dos tubos de óleo do regulador para os servomotores não apresenta problemas. Nos reguladores modernos, o pêndulo começa a ser substituído por um aparelho elétrico que comanda a válvula piloto e que depende da frequência do gerador em vez das rotações.

Não apresentamos um diagrama de um regulador, porque os vários fornecedores fabricam reguladores com particularidades diferentes, e ao projetista da usina interessa principalmente o tamanho desse equipamento e seu arranjo possível na casa de força.

### 6.9.2.7.3 EFEITOS SECUNDÁRIOS DA REGULAÇÃO

A finalidade principal do regulador é a de acompanhar a variação da carga o mais rápido possível. Mas a rapidez da regulação é limitada. O regulador começa a atuar somente quando as rotações da turbina já mudaram e, além disso, pela inércia de todas as partes mecânicas, passa certo tempo até que a turbina seja ajustada à nova carga. Depois de uma diminuição da carga, as rotações aumentarão e vice-versa. No regulador, são instalados dispositivos que possibilitam a regulação do tempo da abertura ou do fechamento da turbina.

Na regulação da turbina apresentam-se dois problemas, o aumento ou a diminuição temporária das rotações na unidade geradora e o aumento ou a diminuição instantânea da pressão na tubulação forçada que dependem do tempo em que a turbina fecha ou abre, da inércia da massa d'água na tubulação forçada e da inércia das partes rotativas da unidade turbina-gerador.

Nos cálculos usa-se, em substituição ao verdadeiro momento de inércia da unidade, o termo  $GD^2$ , onde  $G$  significa o peso da massa rotativa contida no diâmetro externo do gerador:

$$GD^2 = \Sigma \left| \Delta G \left( \frac{d}{D} \right)^2 \right| \cdot D^2,$$

onde

$d$  = duplo da distância, da parte do gerador com o peso  $\Delta G$  em relação ao eixo da máquina,

$D$  = diâmetro externo do rotor do gerador.

Se se usam unidades inglesas e americanas, o termo correspondente é

$$WR^2 = \Sigma \left| \Delta W \left( \frac{r}{R} \right)^2 \right| R^2,$$

onde

$r$  = distância em pés, da parte do gerador com o peso  $\Delta W$ , em libras, do eixo da máquina,

$R$  = raio externo do rotor do gerador, em pés.

A relação entre os dois termos é

$$\frac{WR^2}{GD^2} = 5\,933$$

( $WR^2$ , em lb;  $ft^2$  e  $GD^2$ , em  $tm^2$ ).

O momento de inércia da turbina é relativamente pequeno e, por isso, geralmente desprezado.

O caso mais desvantajoso no que diz respeito ao aumento tanto das rotações quanto da pressão na tubulação consiste na brusca rejeição da plena carga da turbina.

Quanto mais rápido a turbina fecha, tanto maior será o golpe de ariete que se forma na tubulação forçada (ou no poço sob pressão), e a chapa (ou o revestimento) deverá ser dimensionada para resistir à pressão máxima, que é a pressão estática aumentada pela pressão exercida pelo golpe de ariete, expressa em porcentagem da pressão estática.

O golpe de ariete pode ser diminuído aumentando-se o tempo do fechamento, mas em compensação

será, com isso, aumentada a sobrevelocidade. Um meio para limitar o aumento da velocidade consiste no aumento do  $GD^2$  do gerador, aumentando-se o peso das partes mais distantes do eixo. Simultaneamente, porém, o preço do gerador aumenta aproximadamente em 1%, para cada 10% do aumento do  $GD^2$  sobre o momento de inércia natural que corresponde ao de um gerador dimensionado eletricamente e mecanicamente mais econômico.

Em geral determina-se o aumento das rotações no caso de brusca rejeição da plena carga. Então o gerador está desligado da rede de distribuição e a mudança da frequência do gerador só pode influenciar os motores e aparelhos dos serviços auxiliares, abastecidos direta ou indiretamente pelo gerador principal. Mas as condições elétricas no caso de uma mudança parcial da carga encontram-se em certa relação às no caso da rejeição da plena carga. A sobrevelocidade admissível nesse caso depende, então, da relação entre a potência da usina e a potência total da rede, porque, por exemplo, no caso de um aumento da carga, a turbina quer diminuir as rotações e conseqüentemente a frequência, mas as outras máquinas ligadas à rede elétrica mantêm a frequência e a mudança da carga da turbina atua apenas na mudança temporária do  $\cos \phi$  do gerador.

Para usinas cuja potência é relativamente grande, em relação à potência total ligada à rede elétrica, o aumento da velocidade pode ser fixada entre 15 e 25%. Se a usina está ligada a uma grande rede com muitas outras usinas, a sobrevelocidade pode atingir até 50%.

Em seguida será explicado um método aproximado para o cálculo da sobrepressão, em relação à sobrevelocidade ou vice-versa, e para a definição do  $GD^2$  necessário ao gerador. Valem as seguintes premissas:

1) O fechamento da turbina em relação ao tempo obedece a uma lei linear.

2) A queda líquida em relação à velocidade média na tubulação forçada é menor que 50. Isto significa que o método é aplicável para quedas de 250 a 350 m, correspondentes à velocidade de 5 a 7 m/s na tubulação.

3) A onda de pressão propaga-se na tubulação com uma velocidade de 1 000 m/s, como valor médio.

A fórmula de Aliévi determina essa velocidade em

$$C = \frac{g}{\left( \frac{1}{E_a} + \frac{1}{E_f} \cdot \frac{d}{s} \right)},$$

onde

$g$  = peso específico da água, 1 t/m<sup>3</sup>,

$E_a$  = módulo de elasticidade da água, 230 000 t/m<sup>2</sup>,

$E_f$  = módulo de elasticidade do aço da tubulação, 21 000 000 t/m<sup>2</sup>,

$d$  = diâmetro interno,

$s$  = espessura da chapa da tubulação.

Segundo essa fórmula, para a relação  $d/s = 100$  e  $v = 1\,033$  m/s, a velocidade diminui quanto mais delgada for a chapa.

São usados os seguintes símbolos:

$L$  = comprimento, em m,

$v$  = velocidade, em m/s.



- $H_{st}$  = queda estática, em m,
- $H_l$  = queda líquida, em m,
- $\Delta H$  = sobrepressão, em %,
- $T_{stat}$  = tempo total do fechamento da turbina, em s,
- $T_{se}$  = tempo efetivo do fechamento, em s,
- $T_a$  = tempo, em s, necessário para acelerar o gerador, da parada para a velocidade normal, sob impulso igual ao torque normal (tempo de arranque),
- $P_{cv}$  = potência, em cv,
- $P_{kVA}$  = potência, em kVA,
- $n$  = velocidade normal, em rpm,
- $\Delta n$  = sobrevelocidade, em %.

A melhor maneira de explicar o método é exemplificando. Sejam os seguintes dados de uma turbina Francis: descarga máxima, 366 m<sup>3</sup>/s; queda estática, 51 m; queda efetiva, 50 m; potência do gerador, 1,78 MVA; velocidade  $n$ , 100 rpm.

A tubulação consiste em uma transição na tomada d'água de duas aberturas de 4,5 m de vão e 11 m de altura, para o tubo circular de 11,7 m de diâmetro, do trecho com 11,7 m de diâmetro, da transição de 11,7 m para 7,68 m de diâmetro, a caixa espiral e o tubo de sucção.

O primeiro passo consiste no cálculo do produto  $\Sigma Lv$ , como segue:

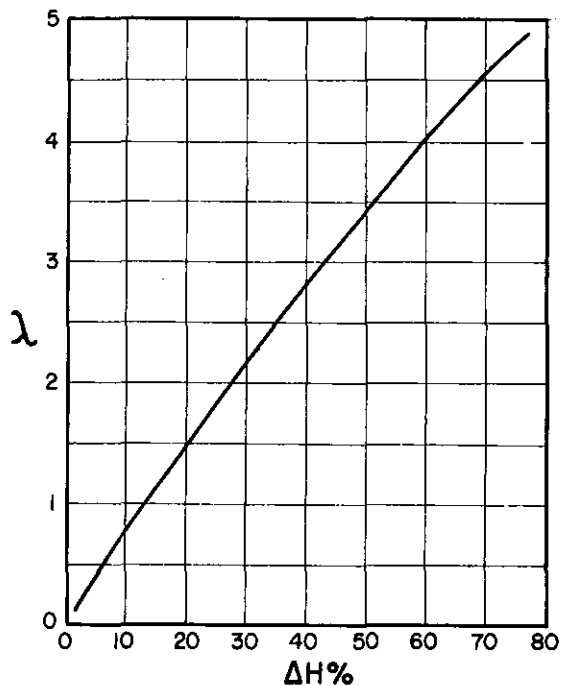


Figura 6.234 Valores de  $\lambda$  em função da sobrepressão

Trecho		Área média (m <sup>2</sup> )	Velocidade (m/s)	Comprimento (m)	Lv (m <sup>2</sup> /s)
Transição das comportas para tubulação	de 2(4,5)/11,0 para 11,7Ø	103,3	3,54	21	75
Tubulação	11,7Ø	107,5	3,40	249	848
Transição	de 11,7Ø para 7,68Ø	77,0	4,75	17	81
Caixa espiral	7,68Ø	46,5	7,87	50	394
				$\Sigma L = 337$	$\Sigma Lv = 1\ 398$
Tubo de sucção			4,04	50	202
			$\Sigma' L$	387	$\Sigma' Lv = 1\ 600$

A velocidade média da tubulação é

$$v_m = \frac{\Sigma Lv}{\Sigma L} = \frac{1\ 398}{337} = 4,15 \text{ m/s}$$

e a relação entre queda e velocidade,

$$\frac{H_{st}}{v_m} = \frac{51}{4,15} = 12,3 < 50.$$

No presente caso, admitiremos a sobrepressão, na entrada da turbina, em 35% e a sobrepressão incluindo o tubo de sucção será então,

$$\Sigma \Delta H = \Delta H \cdot \frac{\Sigma' Lv}{\Sigma Lv} = 35 \cdot \frac{1\ 600}{1\ 398} = 40,1\%.$$

Da Fig. 6.234, tira-se

$$\lambda = 2,85.$$

O tempo total do fechamento da turbina é, então,

$$T_{stat} = \frac{\Sigma' Lv}{H_{st} \lambda} = \frac{1\ 600}{51 \cdot 2,85} = 11 \text{ s}.$$

O tempo efetivo do fechamento calcula-se em

$$T_{se} = n T_{stat}.$$

onde

- $n = 0,9$ , para turbinas Francis com  $n_s$  de 60 a 190,
- $n = 0,8$ , para turbinas Francis com  $n_s$  de 200 a 380,
- $n = 0,6$ , para turbinas Kaplan.

No exemplo trata-se de uma turbina Francis com  $n_s = 220$ . Então o tempo efetivo é

$$T_{se} = 0,8 \cdot 11,0 = 8,8 \text{ s}.$$

O momento de inércia de um gerador, em kg m<sup>2</sup>, é determinado pela fórmula

$$GD^2 = T_a \frac{365\ 000 P_{kVA}}{n^2}.$$

A sobrevelocidade depende da sobrepressão  $\Sigma \Delta H$  e da relação  $T_{se}/T_a$ . O tempo de arranque  $T_a$  de um

gerador com  $GD^2$  natural é definido pela fórmula acima indicada e, para  $\Sigma\Delta H$  e a relação  $T_{se}/T_a$ , tira-se, da Fig. 6.235, a sobrevelocidade correspondente.

A potência do gerador do exemplo é 178 MVA e a velocidade  $n$ , 100 rpm. A Fig. 6.236 apresenta um gráfico que indica o  $GD^2$  natural, isto é, o de um gerador de construção mais econômica, relacionado à potência em MVA e à velocidade  $n$ .

Para  $P = 178$  MVA e  $n = 100$ ,

$$GD^2 = 42\ 000\ \text{tm}^2 = 42\ 000\ 000\ \text{kg m}^2.$$

Dai, se calcula

$$T_a = \frac{GD^2 \cdot n^2}{365\ 000 \cdot P_{kVA}} = \frac{42\ 000\ 000 \cdot 100^2}{365\ 000 \cdot 178\ 000} = 6,47.$$

Para

$$\frac{T_{se}}{T_a} = \frac{8,8}{6,47} = 1,26 \quad \text{e} \quad \Sigma\Delta H = 40,1\%,$$

a sobrevelocidade seria maior que 65%, o que não pode ser admitido.

Fixamos a sobrevelocidade em 50% e tiramos da Fig. 6.235 para  $\Sigma\Delta H = 40,1\%$ , obtendo

$$\frac{T_{se}}{T_a} = 1,02,$$

$$T_a = \frac{8,8}{1,02} = 8,62.$$

Então o  $GD^2$  necessário é

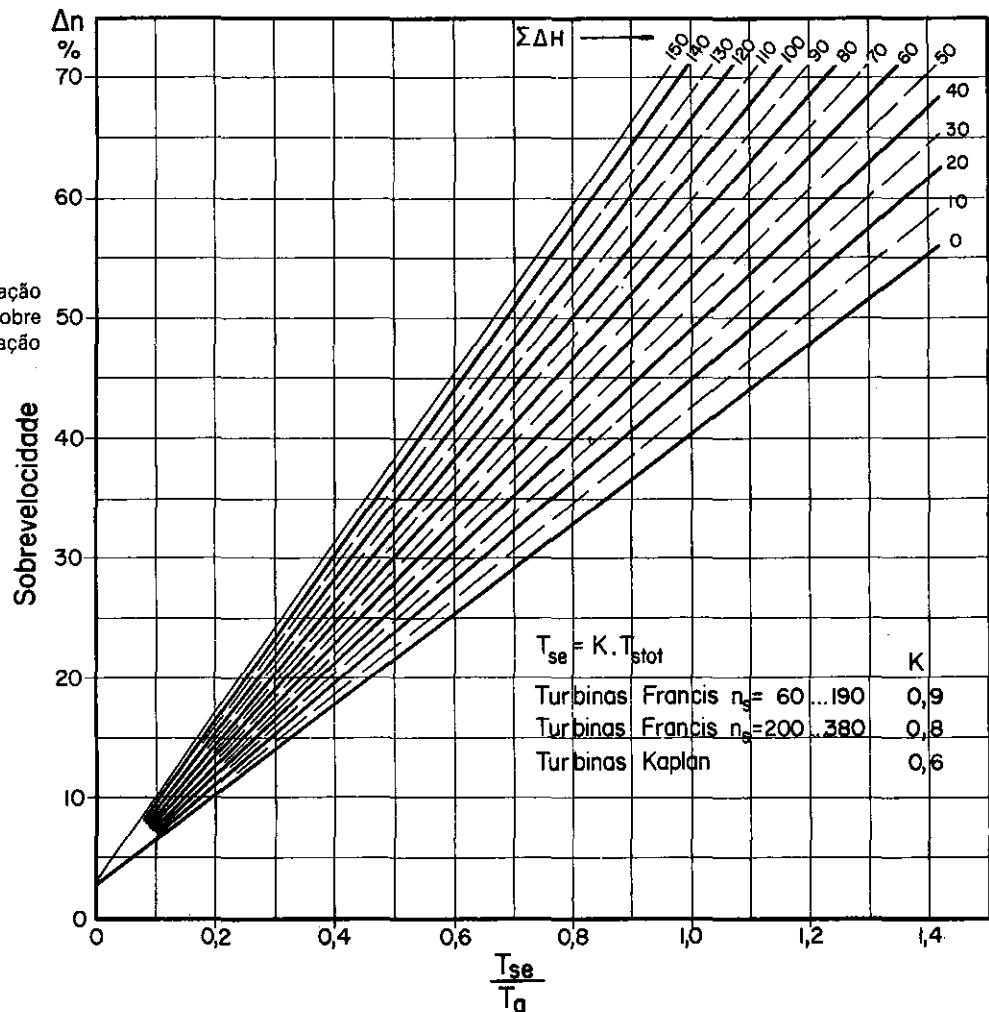
$$GD^2 = 8,62 \cdot \frac{365\ 000 \cdot 178\ 000}{100^2} = 56\ 000\ 000\ \text{kg m}^2 = 56\ 000\ \text{tm}^2.$$

Outro modo de se reduzir a sobrevelocidade seria o de admitir mais sobrepressão, o que elevaria o custo da tubulação forçada. As duas soluções devem ser comparadas com base no aumento do preço do gerador de 0,1% para cada 1% de aumento do  $GD^2$  sobre o natural.

Nas usinas de alta queda com tubulações compridas e geralmente grandes velocidades, dispositivos especiais proibem aumento exagerado da velocidade do gerador e da pressão na tubulação forçada. No item 6.9.2.2, que trata das turbinas Pelton, está descrito a função do defletor. No momento da mudança da carga, o defletor tira o jato parcial ou totalmente do rotor e a agulha fecha lentamente, limitando a sobrepressão na tubulação, geralmente, em apenas 10%.

Nas turbinas Francis de alta queda, o mesmo efeito é produzido pelo regulador de pressão que é aberto no momento em que o distribuidor da turbina fecha, liberando a diferença da descarga antes e depois da mudança. O regulador de pressão fecha lentamente, da mesma maneira como a agulha da turbina Pelton.

**Figura 6.235** Gráfico da relação do tempo total de fechamento sobre o tempo de arranque, em relação à sobrevelocidade



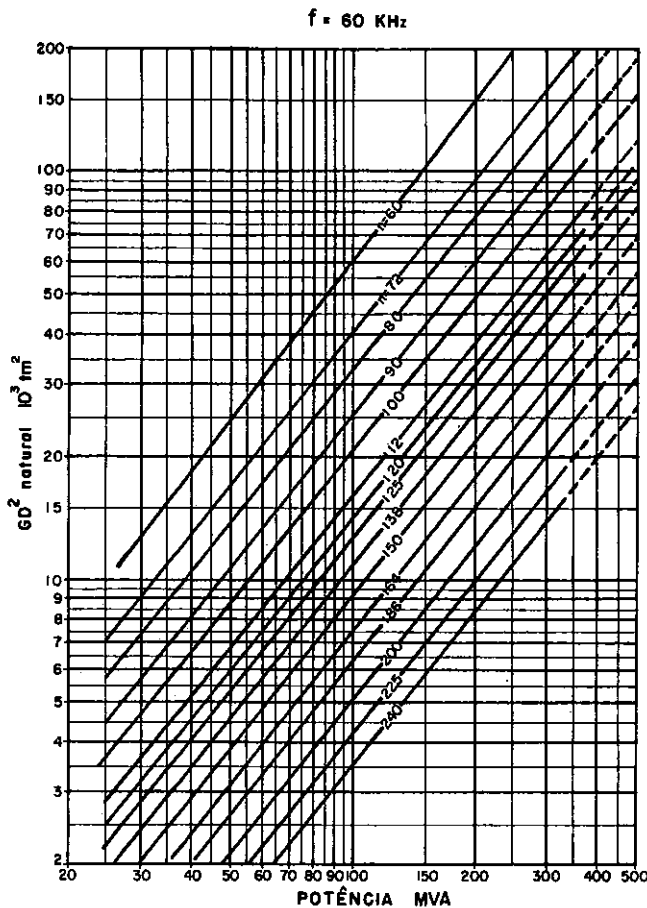


Figura 6.236 Gráfico indicando a aceleração natural em relação à potência do gerador

### 6.9.2.8 Dimensões das turbinas

Não é intuito deste livro explicar a teoria e a construção de todos os componentes das turbinas, porque o projetista de uma usina hidrelétrica não deve construir a turbina, mas sim projetar a casa de força e para isso precisa do conhecimento das principais dimensões dos equipamentos.

#### 6.9.2.8.1 DIMENSÕES DAS TURBINAS DE AÇÃO

Pelos motivos mencionados nos itens anteriores, o dimensionamento preliminar das turbinas Pelton será discutido apenas sumariamente.

A velocidade d'água na saída do injetor é

$$c_1 = \phi \sqrt{2gH}$$

onde

$H$  = queda líquida no injetor,

$\phi$  = coeficiente de velocidade que pode ser avaliado, na média, em 0,97,

de modo que

$$c_1 = 4,3 \sqrt{H} \quad \text{ou} \quad H = \frac{c_1^2}{18,5}$$

A equação fundamental das turbinas estabelecida por Euler é

$$uc_1 = \eta_n gH$$

onde

$u$  = velocidade perimetral,

$\eta_n$  = coeficiente de rendimento hidráulico avaliada, na média, em 0,92.

Então

$$uc_1 = 9,03H = 9,03 \frac{c_1^2}{18,5}$$

$$u = 0,48c_1$$

O diâmetro do jato d'água saindo do injetor pode ser determinado pela equação

$$\frac{\pi d^2}{4} \cdot 4,3 \sqrt{H} = Q_j$$

onde  $Q_j$  significa a descarga do jato. Daí segue

$$d = 0,55 \frac{\sqrt{Q_j}}{\sqrt{H}}$$

Da relação  $m = \frac{D}{d}$  e da tabela no item 6.9.2.2 tira-se o diâmetro  $D$ , e a velocidade é calculada da maneira seguinte:

$$n = \frac{60u}{\pi D}$$

$$n = \frac{60 \cdot 0,48 \cdot c_1}{\pi \cdot \frac{D}{d}}$$

$$n = \frac{60 \cdot 0,48 \cdot 4,3}{\pi} \cdot \frac{H}{D} = 39 \frac{H}{D}$$

$D$  significa o diâmetro do círculo em que a linha central do jato, ou dos jatos, forma uma tangente. No caso em que a velocidade, assim calculada, não coincida com uma velocidade síncrona, o diâmetro  $D$  deve ser modificado.

Depois de ter definido o diâmetro da roda e o número dos injetores, o projetista deve desenhar a turbina, aproveitando as Figs. 6.222 e 6.223.

#### 6.9.2.8.2 DIMENSÕES DAS TURBINAS DE REAÇÃO

As dimensões das caixas espirais e dos tubos de sucção das turbinas Francis e Kaplan, que determinam as dimensões da casa de força, estão relacionadas aos diâmetros do rotor  $D_1$  e  $D_3$ .

O diâmetro  $D_1$  de uma turbina Francis é determinado, pela Norma Brasileira P-TB-74, como diâmetro da aresta de entrada das pás no plano central do distribuidor, enquanto as Normas Europeias, por exemplo, as Alemãs e as Suíças, se referem ao diâmetro máximo das pás na entrada (Fig. 6.226). Nas turbinas-hélices,  $D_1$  é o diâmetro do anel periférico que envolve o rotor na entrada deste.  $D_3$  é o diâmetro do tubo de sucção na saída do rotor.

Tanto o diâmetro do rotor quanto sua localização altimétrica estão relacionados à velocidade específica  $\eta_s$ , como mostram as Figs. 6.237 e 6.238 e, por isso, o problema primordial consiste na fixação da velocidade

TURBINAS FRANCIS

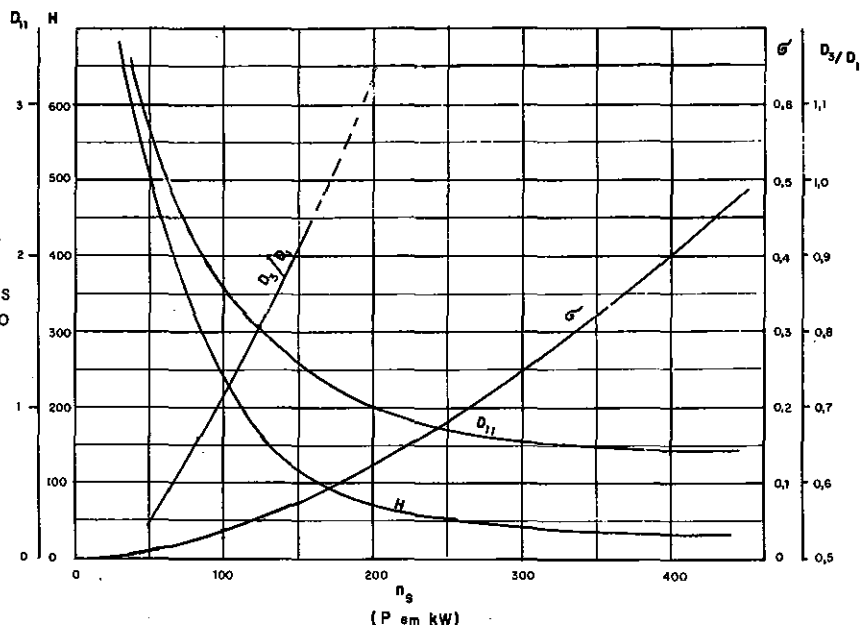


Figura 6.237 Gráfico das relações entre as alturas e as velocidades para determinação dos rotores de turbinas Francis

específica. A relação entre a velocidade específica e a queda líquida pode ser expressa pela equação

$$n_s = \frac{k}{\sqrt{H}}$$

Nas curvas dos gráficos de \$H\$ sobre \$n\_s\$, foram adotados, para as turbinas Francis (Fig. 6.237), valores de \$k\$ variáveis entre 2 200, para quedas de 50 m, e 2 000, para quedas de 500 m. Para as turbinas Kaplan (Fig. 6.238), o fator \$k\$ é igual à curva de 2 600, para quedas entre 10 e 60 m.

Os gráficos das Figs. 6.237 e 6.238 contêm as curvas de \$H\_{max}\$, \$D\_{11}\$ e \$\sigma\$ relacionadas à velocidade específica e a relação \$D\_3/D\_1\$, para as turbinas Francis. \$D\_{11}\$ é o diâmetro do rotor de uma turbina com a velocidade específica \$n\_s\$ que, sob a queda de 1 m, engole \$1 \text{ m}^3/\text{s}\$. Então

$$D_1 = D_{11} \sqrt{\frac{Q}{\sqrt{H}}}$$

O coeficiente de cavitação \$\sigma\$ determina a localização altimétrica da turbina. Segundo Thoma, é

$$H_s = H_b - \sigma H,$$

onde

\$H\_s\$ = altura de sucção,

\$H\_b\$ = altura barométrica que é determinada em

$$H_b = 10,0 - 0,0012A,$$

onde \$A\$ é a altura, sobre o mar, do local da instalação da turbina (Fig. 6.239).

TURBINAS KAPLAN

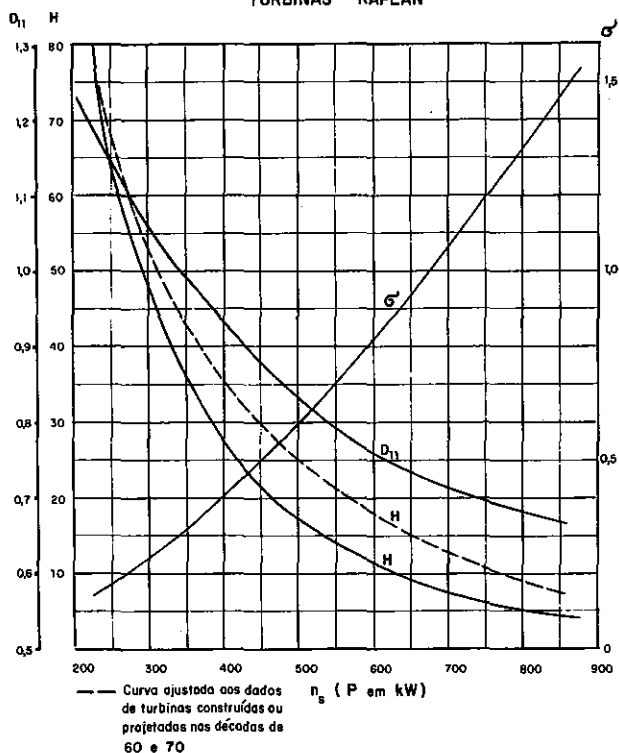


Figura 6.238 Gráficos das relações entre as alturas e as velocidades para determinação dos rotores de turbinas Kaplan

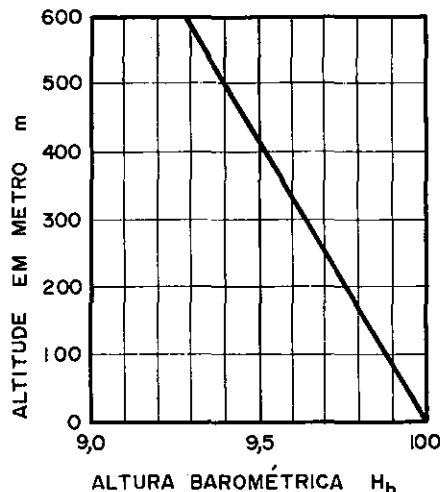


Figura 6.239 Curva de correção, em função da altura sobre o nível do mar, do local de instalação de turbinas

$\sigma$  = coeficiente de cavitação, que segundo Graeser pode ser definido pela equação

$$\sigma = 0.0000154n_s^{1.7};$$

$H_s$  é a distância entre a aresta de saída das pás do rotor e o nível d'água mínimo de jusante que corresponde, em geral, à descarga de uma turbina sob plena carga. Nas turbinas com eixo horizontal, o ponto mais alto do rotor determina a altura de sucção. Nos casos onde obtemos, pela fórmula, um valor negativo, o rotor deve ser colocado abaixo do nível mínimo para evitar cavitações.

Pelas Figs. 6.237 e 6.238, pode-se deduzir que com o aumento da velocidade específica diminui o diâmetro unitário  $D_{11}$  e cresce o coeficiente de cavitação  $\sigma$ .

O aumento da velocidade específica tem as seguintes vantagens:

- a) aumento da velocidade do gerador e diminuição de seu peso e preço.
- b) diminuição do diâmetro do rotor e das suas dimensões físicas, do peso e do preço da turbina,
- c) diminuição das dimensões da casa de força,
- d) portas rolantes ou pórticos mais leves.

Em comparação o volume de escavação necessária aumenta enquanto o volume de concreto geralmente não cresce.

A velocidade operacional da unidade, que se determina pela fórmula

$$n = n_s \frac{H^{5/4}}{\rho^{1/2}},$$

deve coincidir com uma velocidade síncrona, que corresponde à condição

$$n = \frac{120f}{p},$$

onde

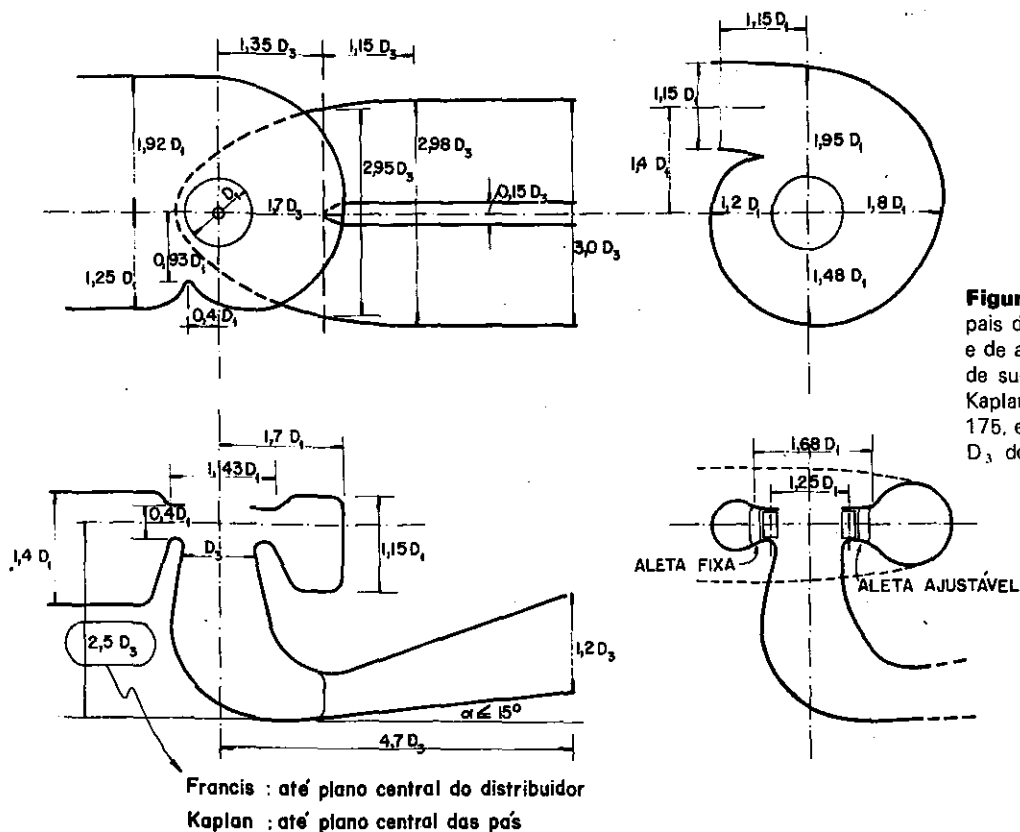
$f$  = frequência da corrente alternada em  $H_z$  (no Brasil,  $f = 60$ ).

$p$  = número dos pólos do rotor do gerador.

Levando-se em conta que o número das bobinas do estator corresponde ao número dos pares de pólos do rotor, que o estator de grandes geradores deve ser transportado em partes e que o número das bobinas de cada uma dessas deve ser igual, pode-se aplicar números de rotação que correspondam a um número de pólos divisível por 4. A esta condição correspondem as seguintes velocidades, em rpm:

- $h = 54,5; 56,3; 60; 62,07; 64,29; 66,67; 69,23; 72; 75; 78,26; 81,82; 85,71; 90; 94,74; 100; 105,88; 112,5; 120; 128,57; 138,46; 150; 163,64; 180; 200; 225; 257,1; 300; 360; 450; 600; 900; 1\ 800.$

Na Fig. 6.240, estão indicadas as dimensões principais de caixas espirais de concreto e de aço, e do tubo de sucção para turbinas Francis e Kaplan, com  $n_s$  maior que 175, relacionadas ao diâmetro  $D_1$  ou  $D_3$  do rotor. A caixa espiral de concreto, por exemplo, pode ser feita mais estreita, mas em compensação mais profunda. A parte vertical do tubo de sucção pode ser mais comprida e em compensação a parte horizontal mais curta, de modo que o comprimento total do tubo medido pelo seu eixo fique constante.



**Figura 6.240** Dimensões principais de caixas espirais de concreto e de aço, com os respectivos tubos de sucção, para turbinas Francis e Kaplan com velocidade superior a 175, em relação ao diâmetro  $D_1$  ou  $D_3$  do rotor

Francis : até plano central do distribuidor  
Kaplan : até plano central das pás

A altura de sucção refere-se à aresta de saída das pás do rotor, como foi mencionado anteriormente. A distância desse plano ao plano central do distribuidor importa em  $0,42D_1$ , nas turbinas Kaplan, e, para as turbinas Francis, a distância pode ser tomada da Fig. 6.241, cuja curva foi traçada com base nas medidas correspondentes a diversas turbinas executadas.

A DISTÂNCIA ENTRE OS PLANOS CENTRAIS DAS ALETAS DO DISTRIBUIDOR E DAS PÁS DO ROTOR DAS TURBINAS KAPLAN É DE  $0,41$  a  $0,43 D_3$

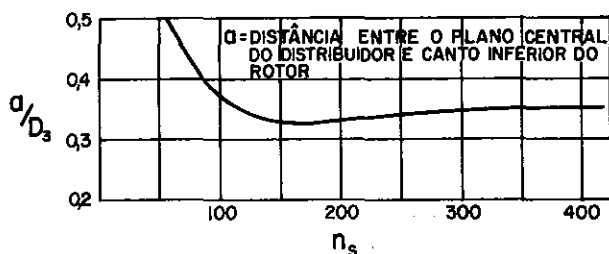


Figura 6.241 Altura de sucção para turbinas Francis, em função do seu diâmetro e velocidade

### 6.9.3 GERADORES

O gerador transforma a energia mecânica produzida pela turbina em energia elétrica. No Brasil, a energia nas redes públicas de transmissão e distribuição é de corrente alternada, trifásica, de 60 Hz (ciclos por segundo). Por isso, serão considerados apenas geradores trifásicos de 60 Hz, sem entrar detalhadamente na teoria.

Fisicamente o gerador é composto da parte fixa, o estator, e da parte rotativa, o rotor. A carcaça do estator, em fabricação soldada, apóia em seu interior o ferro ativo, composto de pacotes de lâminas que levam as ranhuras para as bobinas.

O rotor compõe-se do cubo com o eixo, que está diretamente acoplado ao eixo da turbina e sustentado verticalmente pelo mancal de escora. O arranjo geral da unidade geradora será descrito no item seguinte. Ao cubo são ligados os raios em cuja extremidade exterior vai o aro. Os aros dos geradores modernos de usinas de queda baixa ou média, com baixa velocidade e diâmetro grande, também são construídos de lâminas prensadas por pinos que os atravessam, e são munidos de ranhuras em que são inseridos os pólos com seus enrolamentos.

O estator deve ser fortemente ancorado no concreto da casa de força, para poder resistir ao momento de torção que assume seu valor máximo na ocasião de um curto-circuito.

Os pólos do rotor, magnetizados por corrente contínua, passam pelas bobinas do estator, induzindo nelas a corrente alternada. O número dos pólos deve ser divisível por 4, como foi explicado no fim do item anterior. A corrente contínua, para a magnetização dos pólos, pode ser gerada de várias maneiras. No princípio, foi colocado um dínamo de corrente contínua na ponta do eixo do gerador principal. Mas essa solução tem certas desvantagens elétricas e mecânicas. Nas máquinas lentas, com pequeno número das rotações, o dínamo tem dimensões muito grandes e conseqüentemente é relativamente caro, e a regulação da excitação cria problemas por causa da grande inércia magnética.

No intuito de evitar esses inconvenientes, é colocado, no rotor do gerador principal, um gerador auxiliar de capacidade adequada às exigências da excitação. Esse gerador auxiliar pode receber a excitação de um dínamo com ímãs permanentes, podendo ser o mesmo que impulsiona o pêndulo do regulador da turbina. Ao gerador auxiliar é eletricamente ligado um motor de corrente alternada, de grande número de rotações, que por sua vez está diretamente acoplado a um dínamo que fornece a corrente contínua para a excitação do gerador principal.

Atualmente, os fabricantes dos geradores estão passando a empregar a excitação estática, que é caracterizada pela geração da corrente contínua por meio de retificadores. Para o fornecimento da corrente alternada aos retificadores existem duas possibilidades: a fonte da energia com tensão necessária para a excitação é um gerador auxiliar, como descrito anteriormente, ou o gerador principal mesmo, por meio de um transformador que baixa sua tensão, geralmente de 13,8 a 15,0 kV nos geradores de potência acima de cerca de 150 MVA, para a tensão dos retificadores. Esta última solução evita completamente máquinas rotativas, mas para pôr a máquina em operação, depois de uma parada, é necessário uma excitação momentânea do gerador principal, fornecida por uma bateria ou outra fonte de corrente contínua.

O tipo ou sistema de excitação finalmente será determinado pelo dono da usina, e ao projetista interessa principalmente o espaço ocupado pelo equipamento e sua localização oportuna em relação ao gerador.

As perdas de um gerador, com fator de rendimento máximo de 97%, perfazendo, então, 3% de sua potência, transformam-se quase completamente em calor, que deve ser retirado para evitar aquecimento excessivo do gerador. Com essa finalidade, o rotor é equipado de aletas de ventilador, que fazem circular o ar, em circuito fechado, pelo estator e pelos radiadores montados na sua circunferência externa e refrigerados por água. Refrigeração do ambiente por ar não se usa mais, principalmente para se evitar a entrada de corpos estranhos, como, por exemplo, insetos e poeiras, que sujam as bobinas do enrolamento e diminuem as passagens para o ar.

A lubrificação do mancal de escora de unidades com eixo vertical funciona apenas com certa velocidade da máquina. Depois de fechar completamente a turbina, a máquina perde sua velocidade, ao início rapidamente, mas, depois, sempre mais lentamente por causa da grande inércia do rotor do gerador. Para evitar danos ao mancal de escora, o gerador é freado geralmente quando o número de rotações tiver atingido a metade do normal. Para isso, colocam-se macacos, debaixo do aro do rotor do gerador, acionados, para freagem por ar comprimido. Os mesmos macacos, usando óleo sob pressão, servem também para levantar as partes rotativas da unidade, um pouco depois de uma parada completa, possibilitando, assim, a entrada de óleo entre o disco e os patins do mancal de escora.

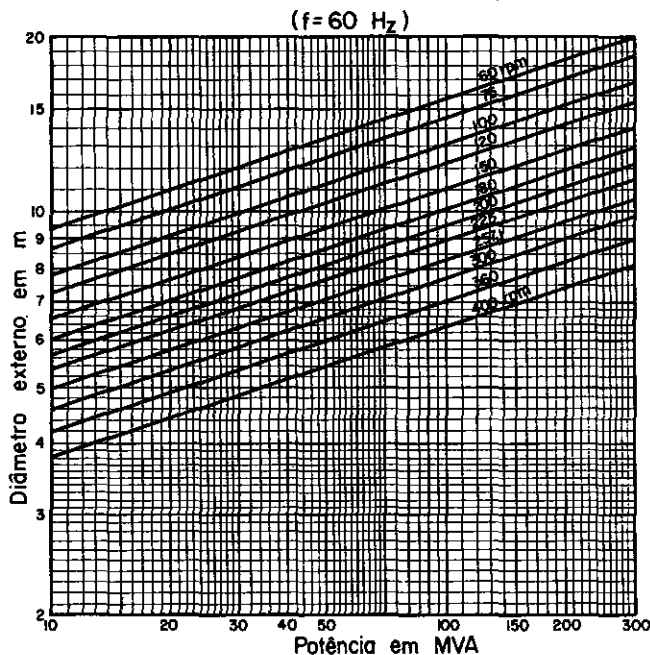
O gerador está eletricamente ligado com o transformador, que eleva a tensão do gerador para a da rede de transmissão. Essa ligação pode ser feita por cabos apenas para potências menores que cerca de 50 MVA; para potências maiores, a seção dos condutores deve

ser tão grande que devem ser usadas barras de cobre ou de alumínio. Com a finalidade de evitar o surto de esforços magnéticos entre as barras, durante um curto-circuito, as barras das três fases são conduzidas separadas, dentro de tubos de alumínio ou aço cujo diâmetro depende do tamanho das barras e importa em cerca de 70 a 100 cm.

Os pontos neutros das três fases são conduzidos para um cubículo que contém os transformadores de potencial, que fazem parte do sistema de proteção. As três fases do gerador são ligadas aos transformadores de potencial e de tensão, que servem para a medição e a proteção do gerador, em geral numa derivação dos dutos para os transformadores principais. Todos estes aparelhos são alojados em um cubículo (que tem aproximadamente 2,25 m de altura e uma área de 2,0/2,5 m).

A espiral da turbina, no sentido longitudinal da casa de força, é maior que o gerador, de modo que o comprimento da casa de força depende do tamanho da turbina, mas o gerador determina sua largura.

Na Fig. 6.242 está desenhado um diagrama do qual se pode tirar o diâmetro externo do estator. Da comparação com os geradores existentes resultou que o gráfico dá valores suficientemente exatos para um primeiro projeto da casa de força. Ao diâmetro do estator, devem ser acrescentadas a espessura dos radiadores, com cerca de 60 cm, e uma passagem, para se chegar ao diâmetro interno do poço do gerador.



**Figura 6.242** Diagrama para determinação do diâmetro externo do estator, em relação à potência e à velocidade

O método convencional da montagem do gerador é dado a seguir. O estator geralmente chega na obra em partes, cujo número depende das possibilidades de transporte, já com o enrolamento. As seções, então, serão colocadas no poço do gerador, ligadas por parafusos ou por solda, e depois serão feitas as ligações elétricas do enrolamento. O rotor será composto completamente na área de montagem e transportado inteiriço para o lugar, colocado dentro do estator e ligado à árvore da turbina. O rotor completo pesa algumas cen-

tenas de toneladas e geralmente, na casa de força, são previstas duas pontes rolantes que, acopladas uma à outra, e os ganchos engatados numa travessa, têm a capacidade necessária. Essa capacidade será aproveitada depois da primeira montagem muito raramente, por exemplo, quando precisar de um conserto na turbina que não pode ser executado sem desmontagem.

Um método de montagem diferente pode reduzir razoavelmente a capacidade necessária das pontes rolantes. O aro do rotor pode ser composto diretamente no poço do gerador e os raios do cubo devem ser construídos de modo que possam ser desligados do aro, em caso de necessidade de desmontagem da turbina. Então o cubo com os raios serão desmontados e depois a tampa da turbina. No ano de 1971 foi aplicado esse método na Suécia: o gerador, com potência nominal de 170 MVA, com 107 rpm e diâmetro exterior de 13,3 m, tem o peso total de 700 t. O rotor tem o diâmetro de 10,92 m. Para a montagem e desmontagem, uma ponte rolante de apenas 75 t de capacidade foi instalada, enquanto o transporte do rotor completo exigiria duas pontes de cerca de 350 t de capacidade cada uma. Anota-se que esse método foi sugerido para os geradores de Jurumirim no ano de 1958, mas nessa época não foi aceito pelos fabricantes dos geradores.

#### 6.9.4 ARRANJO GERAL DA UNIDADE GERADORA

O eixo da unidade turbina-gerador pode ter posição horizontal ou vertical. Atualmente a posição horizontal é usada apenas em unidades pequenas, enquanto as máquinas de grande potência nas usinas modernas são quase exclusivamente verticais, pelas razões seguintes. A rapidez das turbinas Pelton pode ser aumentada usando-se número maior de injetores. Como foi explicado no item correspondente, o mesmo efeito pode ser conseguido, por exemplo, construindo-se dois rotores com dois injetores ou um rotor com quatro injetores. A solução com um rotor é a mais econômica. Foram construídas turbinas até com seis injetores. Fisicamente é impossível construir uma turbina Pelton com mais de dois injetores com eixo horizontal, porque o arranjo da tubulação adutora e dos injetores apresenta dificuldades quase insuperáveis. A tendência comum dos fabricantes de turbinas Pelton é de oferecer máquinas com um rotor e grande número de injetores, de modo que atualmente prevalece a construção de grandes turbinas Pelton com eixo vertical.

A Fig. 6.243 mostra uma turbina Pelton horizontal. A turbina tem dois rotores, cada um com dois injetores instalados nos dois lados do gerador; os mancais estão dispostos entre gerador e as duas partes da turbina. No corte longitudinal aparece, à esquerda, a excitatriz acoplada ao eixo principal.

A Fig. 6.244 representa um exemplo de uma turbina Pelton com eixo vertical. O peso de toda a unidade turbina-gerador é transmitido por uma construção soldada, que envolve a carcaça da turbina, para o concreto da fundação. Em outros casos, a carcaça e a tubulação adutora dos injetores estão embutidas no concreto que apóia também o gerador. Na extremidade superior do eixo, encontram-se a excitatriz principal e a auxiliar e

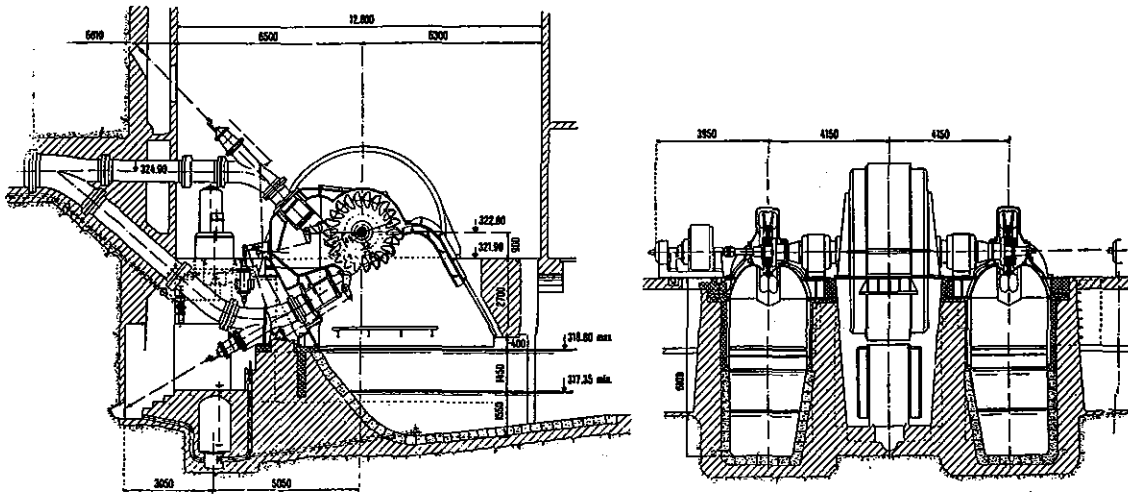


Figura 6.243 Turbina Pelton com dois rotores, cada um com dois injetores, instalados nos dois lados do gerador

debaixo destas o mancal de escora, que transmite o peso das partes rotativas pela cruzeta superior ao estator do gerador e daí pela construção cônica, acima mencionada, ao concreto da fundação. Mais para baixo segue o mancal de guia superior do gerador, com o rotor e seus pólos, o estator com as bobinas do enrolamento e os radiadores. Apesar de gerador e turbina estarem montados num único eixo, o gerador possui dois mancais de guia, um acima e um abaixo do rotor, e a turbina tem mais um mancal, de modo que existem três mancais de guia.

Razões diferentes determinam a fixação de posição do eixo das turbinas Francis e Kaplan. Em planta, o arranjo vertical ocupa menos espaço que o horizontal: a largura da casa de força é determinada, em ambos os casos, pelo tamanho da caixa espiral, mas no sentido longitudinal o comprimento da unidade com eixo horizontal é maior, porque a turbina com o cotovelo do tubo de sucção, os mancais e o gerador se desenvolvem todos nessa direção. A posição altimétrica da turbina é fixada pela altura de sucção admissível em função da cavitação e em referência à aresta de saída das pás do rotor, na posição mais alta. A Fig. 6.245 mostra que a profundidade da escavação para as duas posições do eixo é praticamente a mesma e, conseqüentemente, o volume da escavação total da solução com eixo horizontal é maior que a com eixo vertical. Por essas razões, usa-se atualmente quase que exclusivamente, para grandes unidades, o eixo vertical e, por isso, as considerações seguintes referem-se a esse arranjo.

A construção das unidades com turbinas Francis de alta queda assemelha-se à com turbinas Pelton com eixo vertical: o mancal de escora acima do gerador, geralmente eixos separados do gerador e da turbina com três mancais de guia.

Existem duas soluções para a montagem ou desmontagem do rotor da turbina sem desmontagem do gerador, esquematizadas na Fig. 6.246. Na primeira solução, uma parte do tubo de sucção é desmontável e o rotor pode ser retirado para baixo e transportado ao lado, onde pode ser alcançado pelo gancho da ponte rolante da casa de força. Na outra solução, um eixo intermediário, fácil de desmontar, está intercalado entre o eixo do gerador e o da turbina. Assim, a tampa da

turbina e o rotor podem ser desmontados para cima. Ao lado jusante das turbinas pode-se ver o regulador de pressão.

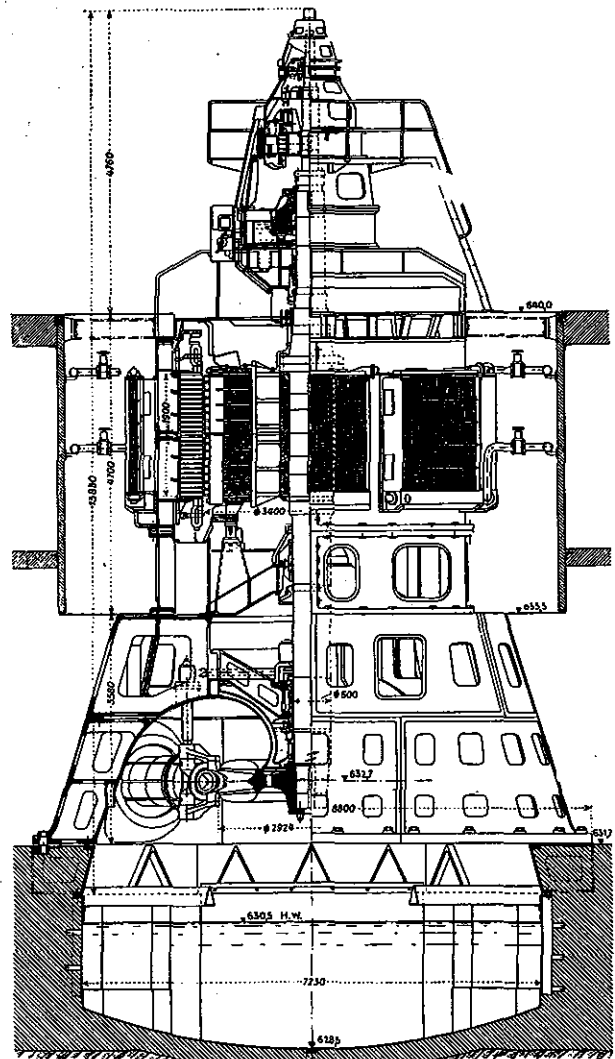
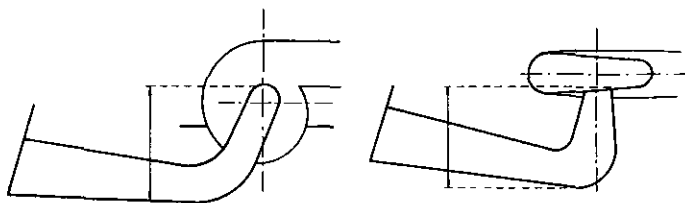
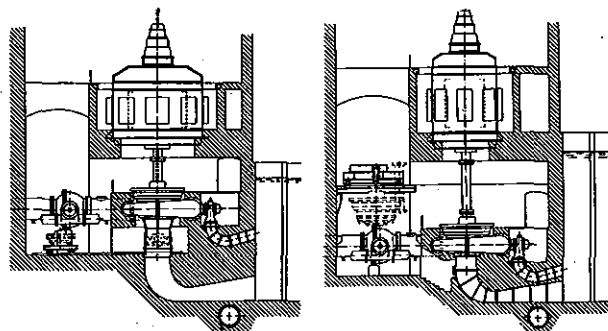


Figura 6.244 Turbina Pelton com eixo vertical





**Figura 6.245** Comparação entre as posições horizontal e vertical de uma turbina Francis ou Kaplan, mostrando a profundidade da escavação



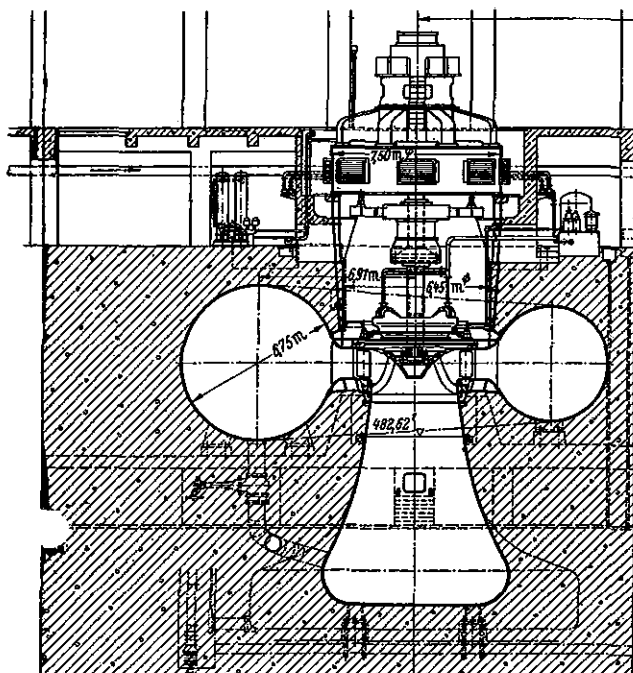
**Figura 6.246** Duas soluções para desmontagem de rotor de uma turbina Francis de eixo vertical

Os geradores acionados pelas turbinas Francis ou Kaplan de queda média e baixa, com pequena velocidade, têm o diâmetro interno do estator tão grande que o rotor e a tampa da turbina passam facilmente por seu interior, de modo que não são necessárias as instalações acima descritas.

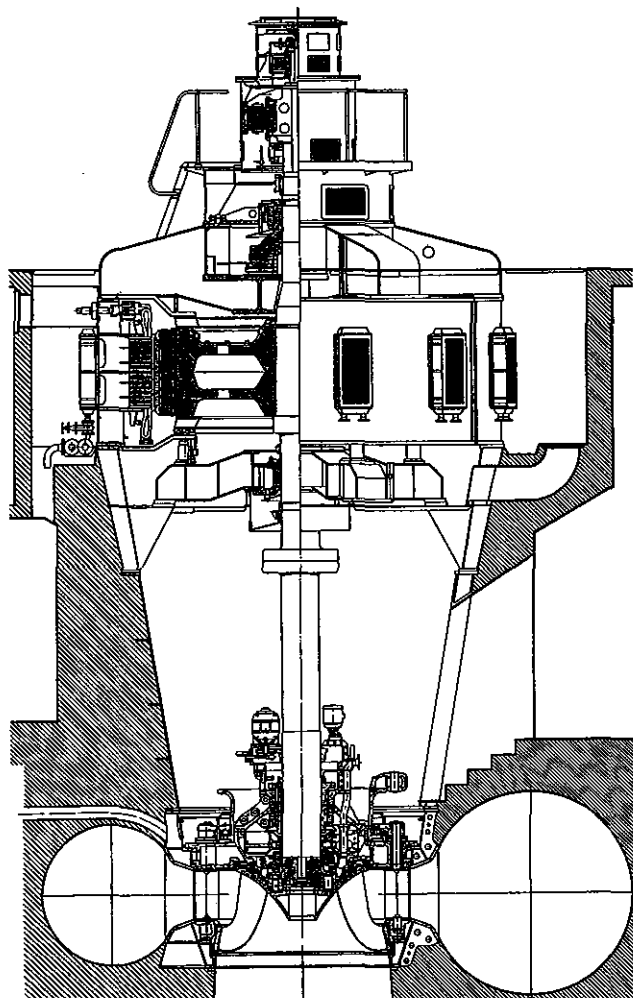
Para consertos do rotor da turbina, que não podem ser executados sem desmontagem, deve ser retirado o rotor do gerador para dar passagem à tampa e ao rotor da turbina. Pequenos danos no rotor, por exemplo, corrosões por cavitação, podem ser consertados, *in situ*, por soldagem e esmerilhagem.

Inicialmente essas unidades foram construídas da forma usual: o mancal de escora na cruzeta superior do gerador e os eixos do gerador e da turbina separados. As Figs. 6.247 e 6.248 servem de exemplos dessa disposição. As duas turbinas têm potência de 16 000 e 35 000 cv e a queda situa-se perto do limite da aplicabilidade do tipo Francis.

As unidades de grande potência sob queda baixa têm, com esse arranjo, grande altura, o que exige, também, uma casa de força muito alta, para possibilitar a passagem da maior peça da unidade, geralmente o eixo com o rotor da turbina, por cima das outras máquinas montadas. Com a finalidade de reduzir a altura das unidades, os fabricantes europeus de turbinas, em colaboração com as fábricas de geradores, chegaram, finalmente, ao tipo mostrado nas Figs. 6.250 a 6.254. Esse tipo é empregado principalmente nas turbinas Kaplan para diminuir a altura da cruzeta do gerador, que deve ser muito alta para resistir aos grandes esforços verticais produzidos pelo peso das partes rotativas do conjunto e do empuxo hidráulico sobre o rotor da turbina. O mancal de escora é apoiado na tampa da turbina, que tem grande altura e precisa apenas de um pequeno reforço para conseguir a resistência necessária. Dessa maneira, o mancal de escora pertence ao fornecimento do fabricante da turbina. Anota-se aqui que



**Figura 6.247** Turbina Francis com o mancal de escora na cruzeta superior do gerador, com os eixos do gerador e da turbina separados



**Figura 6.248** Turbina Francis com o mancal de escora na cruzeta do gerador, com eixos longos, separados, da cruzeta e do gerador

os fabricantes de turbinas norte-americanos, ao contrário dos europeus, não fabricam nem mancais de escora nem reguladores e, por isso, por muito tempo não acompanharam essa evolução. Nos últimos anos, passaram a uma solução semelhante à apresentada na Fig. 6.251: o fabricante do gerador fornece o mancal de escora combinado com o de guia, que se encontra logo abaixo do cubo do rotor do gerador, e o fabricante da turbina, a construção cônica ou tubular entre o mancal e a tampa da turbina.

A distância vertical entre o gerador e a turbina será fixada de maneira que, acima da plataforma que cobre o mecanismo das aletas do distribuidor, fique espaço livre de cerca de 2 m de altura, que serve de acesso às instalações onde estão o mancal de guia inferior, o mecanismo do distribuidor, as bombas de lubrificação, etc. Muitas vezes projeta-se uma pequena ponte rolante sobre trilhos circulares que serve para montagem e desmontagem das peças colocadas na tampa da turbina.

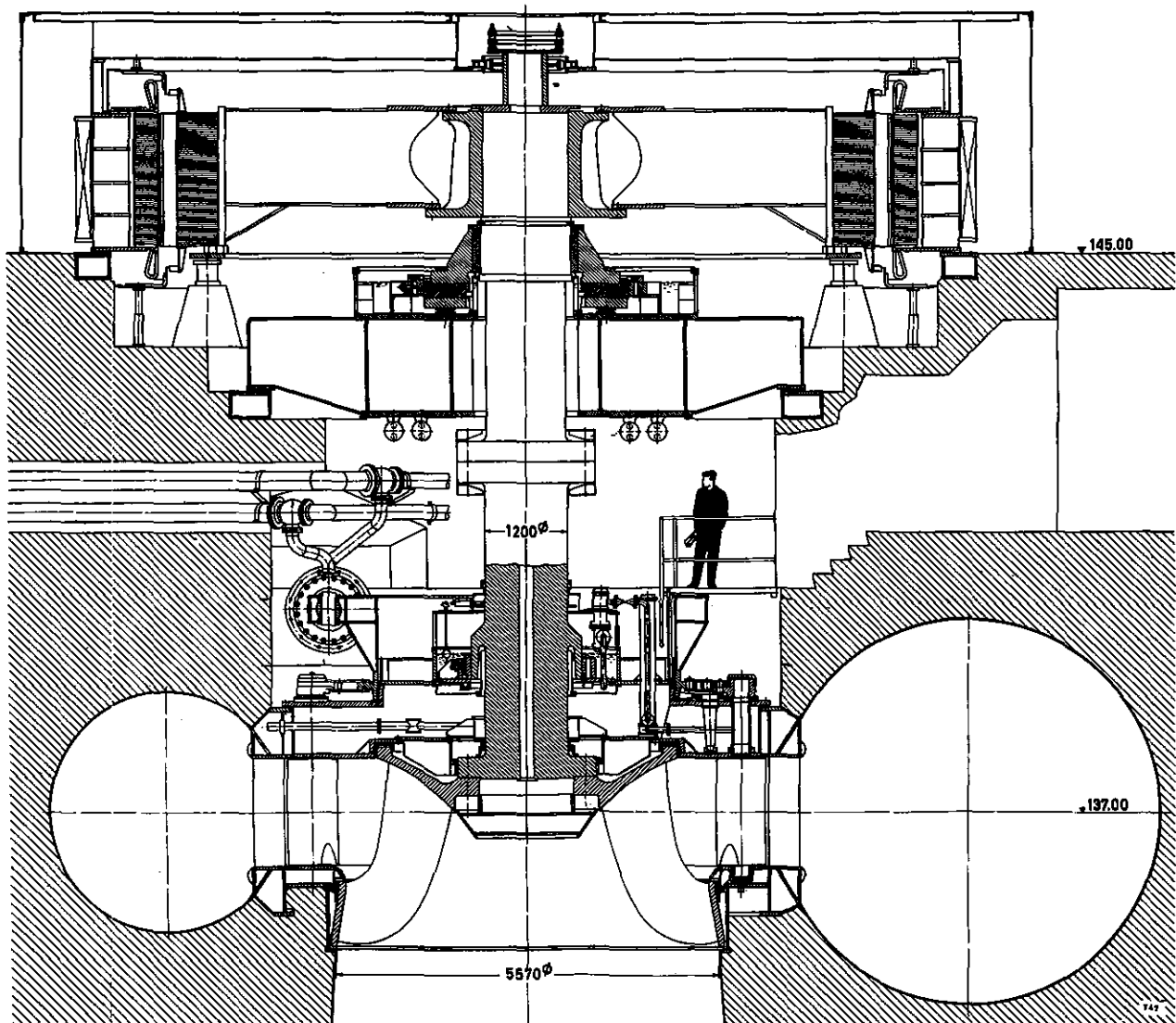
Para se poder reduzir para dois o número de mancais de guia, um inferior perto do rotor da turbina e um superior perto do rotor do gerador, e colocar todos os

mancais abaixo do gerador, a aranha do rotor do gerador tem forma de "umbrela", de modo que o plano central do cubo fique mais alto que o plano de gravidade do aro com os pólos. Desse modo, o mancal de guia superior pode ser colocado bem perto do plano de gravidade do rotor, o que evita, ao máximo possível, vibrações da unidade na operação.

As figuras seguintes ilustram essas explicações. Primeiro serão mostradas algumas turbinas Francis.

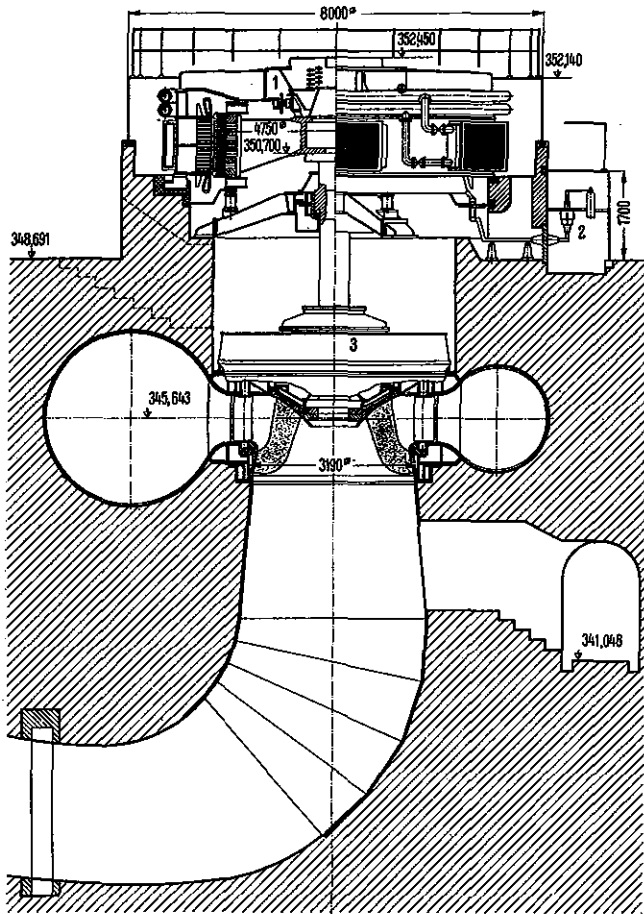
A unidade turbina-gerador de Paulo Afonso III, de 300 000 cv (Fig. 6.249) é do tipo convencional: a turbina e o gerador têm cada um seu eixo separado. O mancal de escora combinado com o mancal de guia do gerador está apoiado nas pesadas vigas que atravessam o poço da turbina. Ao contrário, na máquina esboçada na Fig. 6.250, o cubo do gerador está aparafusado ao flange superior da árvore da turbina. O mancal de escora está situado diretamente na tampa da turbina, e o mancal de guia superior, localizado abaixo do gerador, perto do plano de gravidade do rotor, precisa apenas de uma leve cruzeta.

A Fig. 6.251 mostra as máquinas de Capivara, fornecidas pela firma Energomachexport, da Rússia.

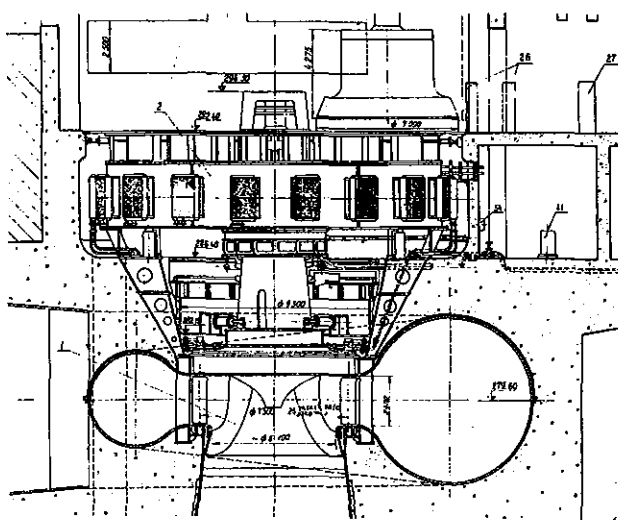


**Figura 6.249** Turbina-gerador da usina de Paulo Afonso III, de 300 000 cv, com eixos separados

Nesse caso, o mancal de escora é fornecido pelo fabricante do gerador, porém descansa sobre uma construção cônica de chapa soldada que transmite os esforços para a tampa da turbina. O gerador não é do tipo "umbrela" e tem, por isso, um mancal de guia acima de seu rotor.



**Figura 6.250** Tipo de turbina-gerador no qual o cubo do gerador é aparafusado no flange superior da árvore da turbina



**Figura 6.251** Grupo turbina-gerador fabricado na Rússia, para a Usina de Capivara, onde o mancal de escora foi fornecido pelo fabricante do gerador, mas é apoiado sobre uma construção cônica de chapa soldada na caixa da turbina

As Figs. 6.252 a 6.254 apresentam soluções de unidades com turbinas Kaplan.

A unidade da Fig. 6.252 é a de Jupuí. O gerador tipo "umbrela", com mancal de escora combinado com o de guia superior debaixo do gerador, apóia-se pela construção tubular na tampa da turbina e o disco rotativo do mancal de escora está ligado diretamente ao cubo do rotor do gerador. O servomotor das pás do rotor da turbina encontra-se na ogiva do rotor e o óleo sob pressão é conduzido pelo eixo oco.

Na turbina da Fig. 6.253, o mancal de escora está situado imediatamente na tampa da turbina; o mancal de guia superior está escorado pela cruzeta contra as paredes do poço da turbina; o servomotor das pás do rotor encontra-se na extremidade superior do eixo e serve de cubo do rotor do gerador. O óleo é conduzido para o servomotor por um domo escorado pela cruzeta superior do gerador. A construção da máquina da Fig. 6.254 é parecida, porém o óleo de pressão chega para o servomotor por aberturas no mancal de guia superior, de modo que a altura total da unidade fica ainda menor, não tem tubulações de óleo acima do gerador e a cruzeta superior do gerador serve, apenas, de suporte para a cobertura.

### 6.9.5 TRANSFORMADORES PRINCIPAIS

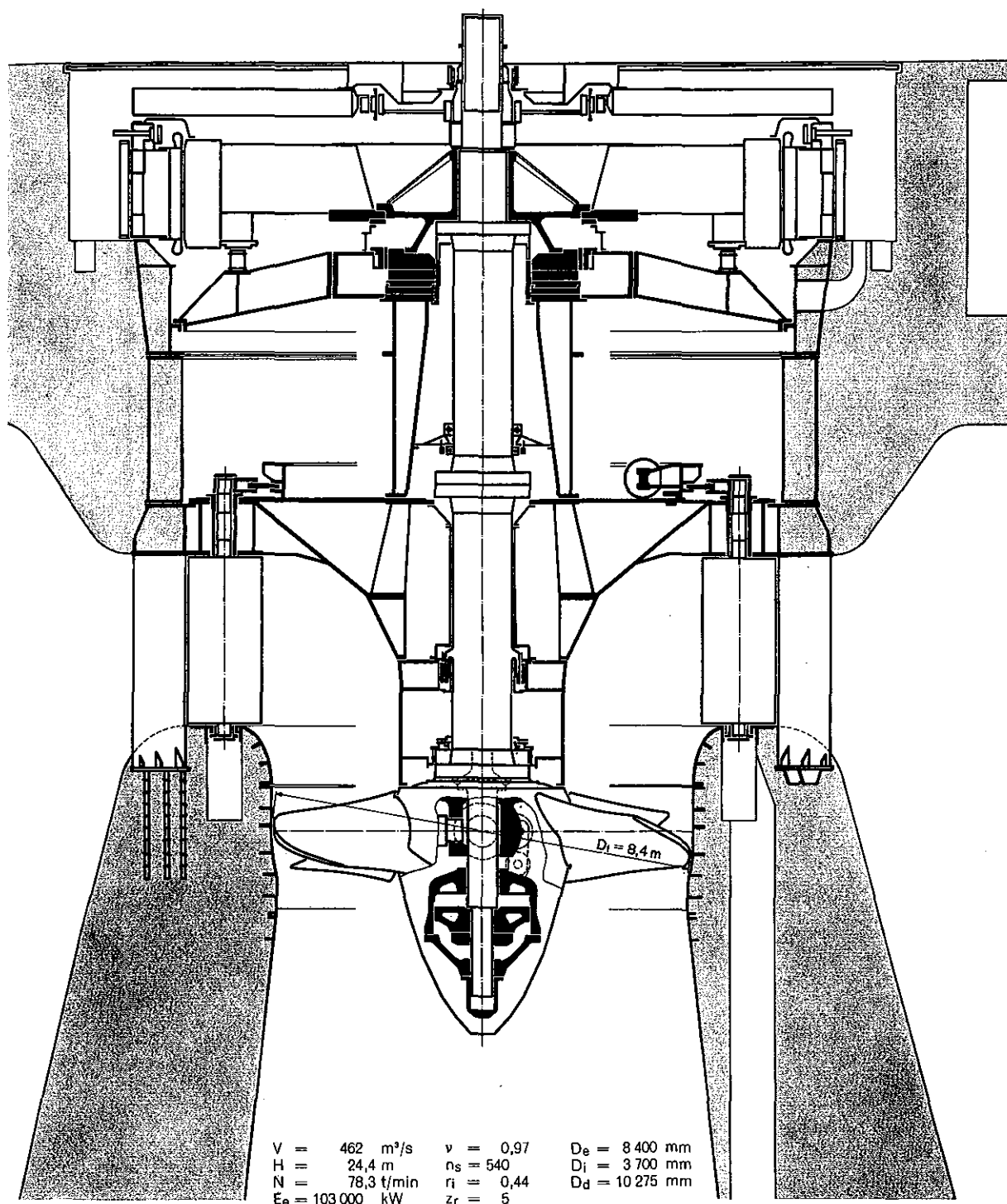
Teoricamente os transformadores pertencem ao sistema de transmissão e distribuição e não ao sistema de geração de energia. Porém, em geral, o gerador está ligado diretamente ao transformador e os dois elementos formam, assim, um bloco. Além disso, as barras blindadas usadas para a ligação elétrica são bastante caras, e a distância entre o gerador e o transformador, por isso, deve ser a mais curta possível, de forma que o transformador faça parte das máquinas e instalações que determinam o projeto da casa de força.

Os transformadores podem ser trifásicos (juntando os enrolamentos das três fases numa só unidade) ou monofásicos, destinando-se para cada fase um transformador separado. Um transformador trifásico é mais barato que três monofásicos. Em favor da instalação dos monofásicos, alega-se que se precisa apenas de um desse tipo de reserva, se for necessário, em vez de um muito mais caro, quando da instalação de trifásicos.

Outro problema pode determinar a escolha do tipo de transformadores: o transporte. A capacidade das estradas, pontes ou ferrovias pelas quais o material deve ser transportado para a obra limita o tamanho e o peso das peças a serem transportadas. Transformadores trifásicos de grande potência e de alta tensão secundária ultrapassam, às vezes, esses limites, de modo que forçosamente devem ser instalados três monofásicos em vez de um trifásico.

Às vezes dois geradores estão ligados a um transformador que, por isso, tem dois enrolamentos primários e um secundário com a capacidade dos dois primários. Não cabe aqui mencionar outros tipos de ligações elétricas especiais que não influem muito no projeto da casa de força.

Os enrolamentos e o ferro ativo do transformador encontram-se mergulhados num banho de óleo iso-

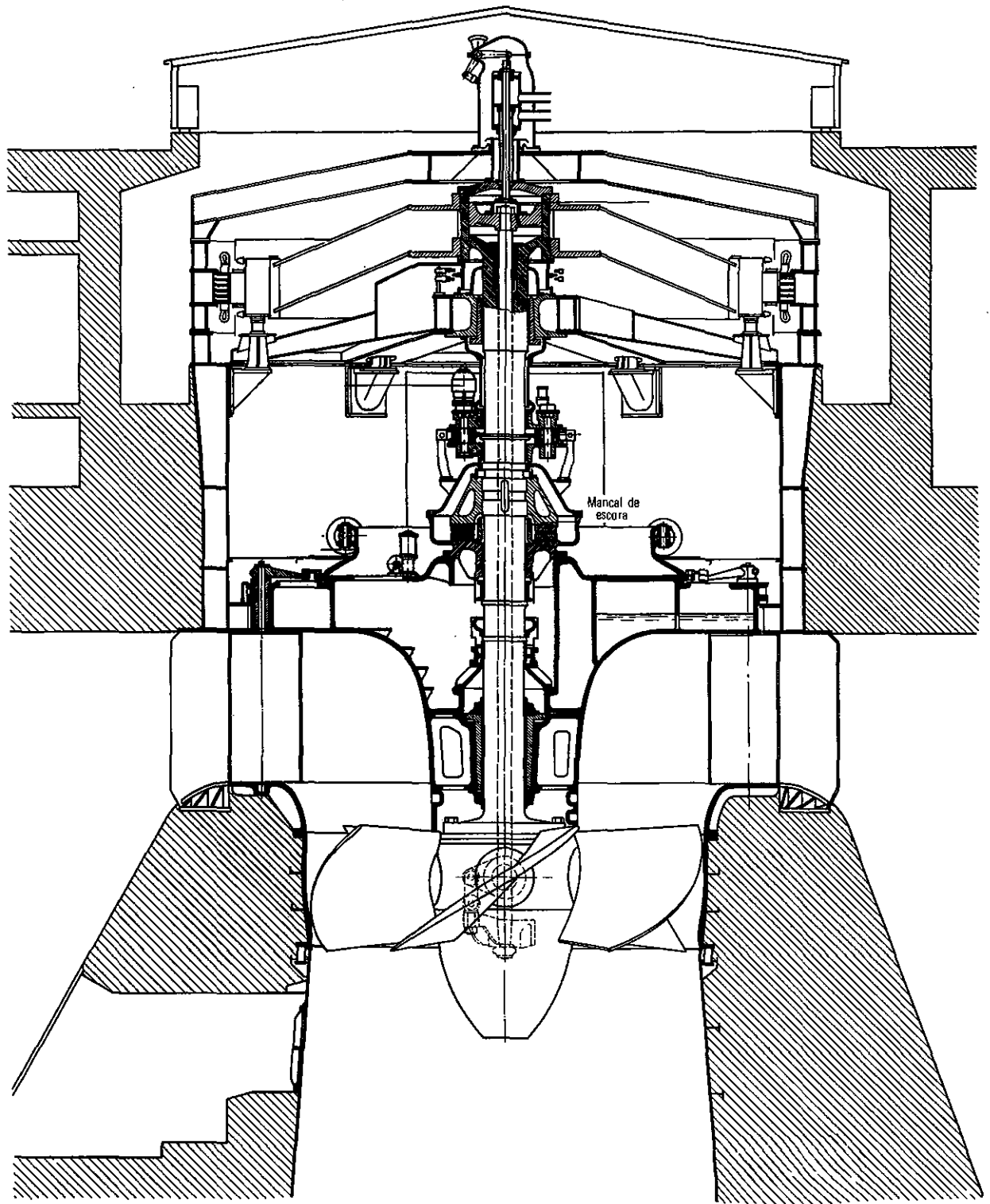


**Figura 6.252** Grupo turbina-gerador da Usina de Jupuí, equipado com turbina Kaplan e gerador tipo-umbrela, com mancal de escora combinado com o de guia

lante que deve ser resfriado. O resfriamento pode ser efetuado por circulação natural do óleo que irradia seu calor pela chapa da cuba ao ar do ambiente.

Com a finalidade de aumentar a superfície em contato com o ar, a cuba tem a forma de um radiador ou está munida de radiadores separados. Esse tipo deve ser independente de qualquer instalação mecânica que possa falhar ou parar, por exemplo, quando faltar energia dos serviços auxiliares. Em compensação ocupa espaço

maior do que os outros tipos de arrefecimento. O tamanho pode ser reduzido com ventilação forçada dos radiadores, porém, quando os ventiladores falharem, a carga deve ser reduzida para cerca de 50%. A redução do tamanho é maior ainda com circulação forçada do óleo por meio de bombas e ventilação forçada, porém, em caso de falta de corrente nas bombas e ventiladores, a carga deve ser reduzida a uma fração pequena da carga nominal. As menores dimensões do transformador



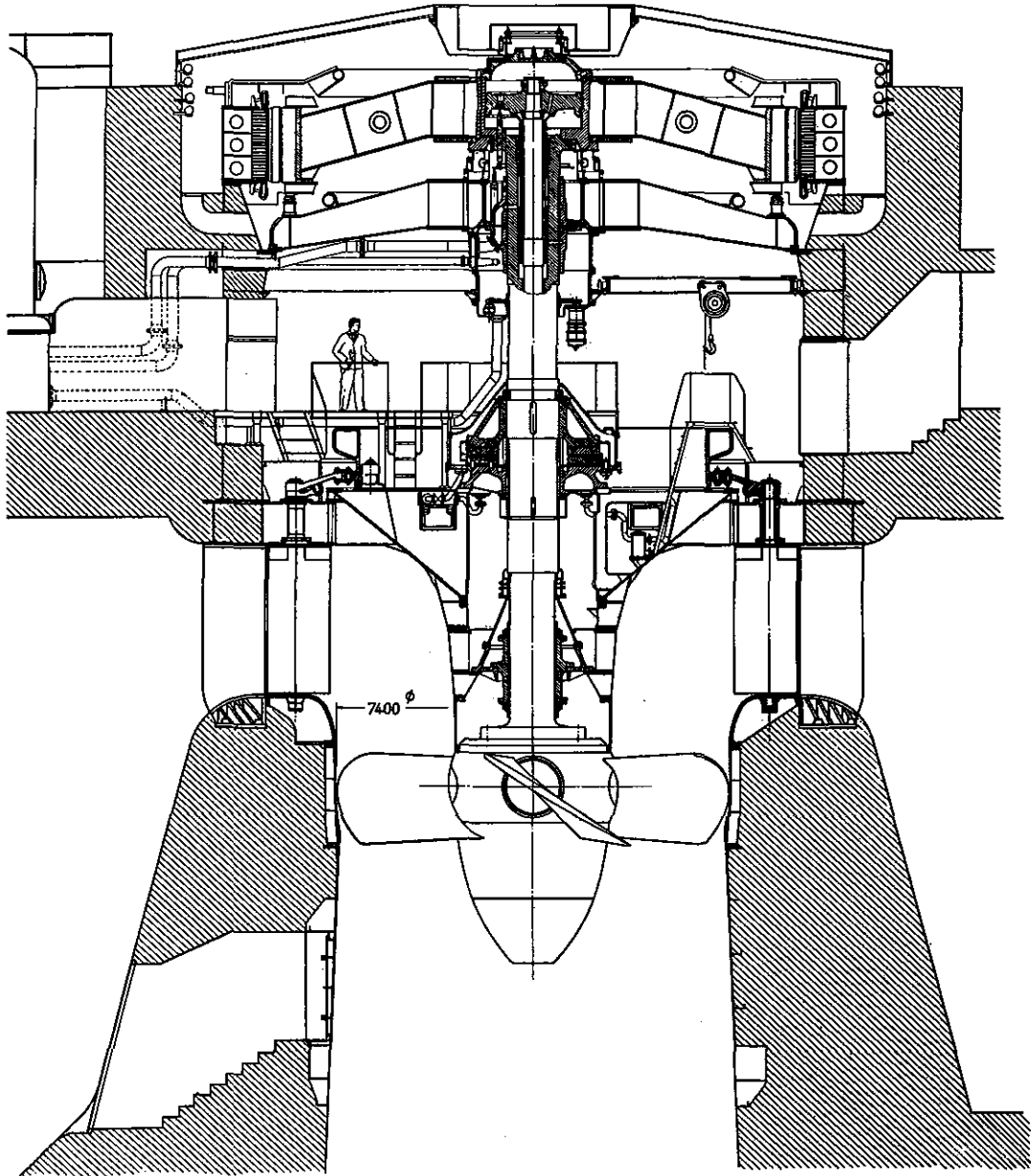
**Figura 6.253** Grupo turbina-gerador, com turbina Kaplan onde o mancal de escora está situado diretamente na tampa da turbina

podem ser obtidas se se usa água como meio resfriador e circuito forçado de óleo.

O tipo do transformador e o modo de arrefecimento são determinados pelas exigências da rede de transmissão, pela utilização da usina no diagrama de carga, na ponta ou na base, e de outras considerações não diretamente ligadas ao projeto da usina propriamente dita.

Os transformadores são colocados sobre poços que recolhem o óleo que eventualmente saia dos mesmos, e conduzem-no por tubulações até um poço com separador de óleo, que deixa passar água de chuva, etc., diretamente para o rio, retendo apenas o óleo, para evitar a poluição fluvial (Fig. 6.255).

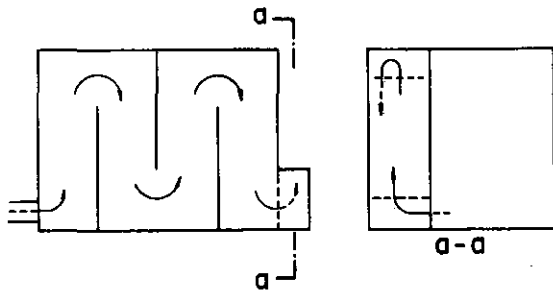
Os transformadores são munidos de rodas, podendo ser transportados sobre trilhos até dentro da casa de



**Figura 6.254** Grupo turbina Kaplan gerador no qual o óleo para o servomotor passa por aberturas no mancal de guia superior, permitindo menor altura da unidade

força, para manutenção e eventuais reparos. A posição das rodas é variável em 90°, de modo que o transformador pode ser transportado sobre trilhos que se cruzam perpendicularmente.

No que diz respeito ao tamanho e o peso dos transformadores, aconselha-se consultar os fabricantes.



**Figura 6.255** Esquema de poço separador de óleo contra efeito de poluição na descarga

## 6.9.6 EQUIPAMENTO AUXILIAR

### 6.9.6.1 Considerações gerais

As turbinas, os geradores e os transformadores representam as peças grandes e principais das instalações numa casa de força, mas para sua operação precisa-se de um grande número de instalações secundárias, que devem ser levadas em conta, no projeto, desde o primeiro estudo do anteprojeto.

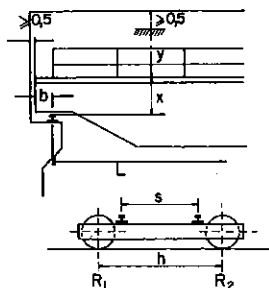
Desde o início o projetista deve prever o arranjo adequado destas instalações secundárias, para não ser surpreendido, na elaboração do projeto definitivo, pelas dificuldades de alojar esses equipamentos num espaço muito apertado. Um projetista prudente não adotará, nos primeiros estudos, as dimensões mínimas das máquinas e equipamentos, porque sempre é mais fácil diminuir as dimensões preliminares que aumentá-las.

6.9.6.2 Meios de transporte, de montagem e de desmontagem

Os equipamentos chegam à obra desmontados, em peças cujo tamanho e peso são limitados pelas condições de transporte. Serão montados em seu local definitivo ou na área de montagem, sendo depois transportados para seu lugar por pontes rolantes nas casas de força fechadas ou por guindastes pórticos nas semi-abertas. A capacidade das pontes rolantes ou guindastes pórticos deve ser adequada para levantar a peça mais pesada a ser transportada, que geralmente é o rotor do gerador. No item 6.9.3, foi descrito um método de montagem do gerador que reduz essencialmente o peso máximo a ser transportado. O aro do rotor é projetado de maneira que pode ser desligado dos raios e do cubo e será montado no poço do gerador. No caso citado, o peso da peça mais pesada baixa de cerca de 700 t para

75 t. Essa maneira de montar o gerador poderá prolongar o prazo da montagem, porque os trabalhos no rotor do gerador podem atrapalhar a montagem da turbina, porém um cronograma bem organizado pode coordenar as diversas montagens, de modo que o adiamento do prazo da operação da primeira máquina de uma usina possa ser reduzido ao mínimo. Um estudo minucioso deve verificar se a economia no custo das pontes rolantes justifica o prolongamento do cronograma.

Geralmente a casa de força é munida de duas pontes rolantes que acopladas têm a capacidade necessária. Esse arranjo facilita a montagem possibilitando o trabalho simultâneo em dois locais, por exemplo, na montagem da turbina em seu local e do gerador na área de montagem. A velocidade de levantamento da carga dos guinchos com a capacidade máxima necessária é muito baixa, enquanto cargas menores podem ser manipuladas com velocidade maior, possibilitando



- P = carga nas rodas
- C = capacidade
- L = vão
- d = diâmetro das rodas
- y = altura do carrinho
- s = distância dos trilhos do carrinho
- l = largura da cabeça dos trilhos

C	L	d	h	x	b	y	s	P(t)				l			
								máx.		m/n.					
								R <sub>1</sub>	R <sub>2</sub>	R <sub>1</sub>	R <sub>2</sub>				
20	8 350	630	3 840	600	195	1 000	2 240	12,8	11,3	3,4	2,0	55			
	10 850							13,3	11,8	3,6	2,0				
	13 350							13,8	12,1	3,8	2,2				
	15 850							14,3	12,5	4,1	2,4				
	18 350		14,8				13,0	4,5	2,7	2 800	15,3		13,4	4,9	3,0
	20 850		15,9				14,0	5,5	3,8						
	23 350		16,4				14,4	6,0	4,0						
	25 850		17,0				15,0	6,5	4,5						
28 350		4 400										65			
32	8 350	710	3 740	710	250	1 500	2 240	21,0	19,0	6,3	4,3	75			
	10 850							22,0	20,0	6,4	4,4				
	13 350							23,0	21,0	6,9	4,8				
	15 850							23,7	21,5	7,1	5,0				
	18 350		24,9				22,7	7,9	5,7	2 800	25,5		23,2	8,2	6,0
	20 850		26,6				24,3	9,2	6,8						
	23 350		27,5				25,0	9,9	7,4						
	25 850		28,3				25,7	10,4	7,9						
28 350		4 300		800	300										
50	8 350	800	5 000	800	300	1 650	3 650	29,9	27,7	9,9	7,8	100			
	10 850							31,6	29,4	9,5	7,3				
	13 350							32,8	31,0	9,4	7,5				
	15 850							34,4	32,0	9,8	7,4				
	18 350		35,5				33,2	10,3	7,9	2 800	37,1		34,7	11,2	8,8
	20 850		38,1				36,6	11,7	9,2						
	23 350		39,3				38,8	12,9	10,4						
	25 850		40,8				38,2	14,0	11,5						
28 350		900		900	340										
80	8 350	900	5 000	1 000	360	1 900	3 550	42,8	41,3	14,9	12,7	100			
	10 850							45,9	43,3	13,8	11,6				
	13 350							48,0	45,6	13,8	11,4				
	15 850							50,2	47,7	14,3	11,8				
	18 350		52,8				50,2	14,9	12,4	2 800	53,5		50,9	15,3	12,7
	20 850		55,3				52,7	16,6	14,0						
	23 350		56,9				54,2	18,2	15,5						
	25 850		58,0				55,3	19,0	16,2						
28 350		1 000		1 000	360										
100	8 350	1 000	5 700	1 000	360	2 000	4 200	51,7	49,3	19,4	17,0	120			
	10 850							64,5	52,1	17,8	15,4				
	13 350							57,9	55,4	17,2	14,7				
	15 850							60,6	58,1	17,3	14,8				
	18 350		62,8				60,2	17,9	15,3	2 800	65,1		62,5	18,6	15,9
	20 850		66,9				64,2	19,3	16,6						
	23 350		69,2				66,5	20,4	17,7						
	25 850		72,7				69,9	23,2	20,4						
28 350															

Figura 6.256 Tabela de dimensões gerais de pontes rolantes de pequena capacidade (10 a 100 t)

trabalho mais rápido. Por isso, muitas vezes uma das pontes rolantes é munida com mais um carrinho com guincho de capacidade menor, de cerca de 20 a 25 t, e além disso com talha elétrica para 2 a 5 t. Tudo isso é indicado analogamente para os pórticos.

As tabelas das Figs. 6.256 e 6.257 contêm indicações sobre dimensões e cargas nas rodas das pontes rolantes, que podem servir para a elaboração do projeto da casa de força. Os dados dessas tabelas, estabelecidas por uma firma alemã, coincidem muito bem com os das pontes rolantes fabricadas no Brasil. Não dispomos de tabelas correspondentes para guindastes pórticos.

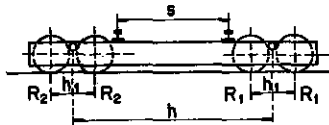
Se existem válvulas na tubulação, na entrada da turbina, é mais econômico projetar uma pequena ponte rolante separada, com capacidade apenas adequada ao

peso das peças da válvula, em vez de aumentar o vão da ponte rolante.

Durante consertos no rotor da turbina, o tubo de sucção deve ser esvaziado e para isso deve ser fechado, na saída, por *stop-logs* ou comportas de emergência. Prefere-se prever comportas cuja inserção é mais rápida e menos complicada. Para as manobras de inserir e retirar as comportas, é preciso um guindaste em forma de uma ponte rolante ou de um pórtico.

### 6.9.6.3 Equipamento auxiliar das turbinas e dos geradores

A finalidade deste item é mencionar os principais equipamentos das unidades geradoras cuja localização influi no projeto da casa de força.



C	L	d	h	h	x	b	y	s	P(t)				l
									máx.		m/n.		
									R <sub>1</sub>	R <sub>2</sub>	R <sub>1</sub>	R <sub>2</sub>	
100	8 350	630	6 000	830	880	400	2 000	4 200	55	53	20	18	75
	10 850								59	56	19	16	
	13 350								62	59	18	15	
	15 850								65	62	18	15	
	18 350								68	65	18	15	
	20 850								70	66	19	15	
23 350	710	6 100	910	960	400	2 000	4 200	72	68	20	16		
25 850								74	70	21	17		
28 350								76	72	22	18		
125	8 350	710	6 300	910	960	400	2 200	4 400	68	65	26	23	75
	10 850					73			70	24	21		
	13 350					77			74	22	19		
	15 850					80			76	23	19		
	18 350					83			79	23	19		
	20 850					85			81	23	19		
23 350	430	6 300	910	960	430	2 200	4 400	88	83	24	19		
25 850								90	85	25	20		
28 350								93	88	28	23		
160	8 350	710	6 700	910	960	430	2 400	4 800	84	81	34	31	100
	10 850					90			87	31	28		
	13 350					96			93	28	25		
	15 850					100			96	28	24		
	18 350					103			99	28	24		
	20 850					107			102	29	24		
23 350	800	6 900	1 000	1 050	440	2 400	4 800	110	104	30	24		
25 850								113	106	32	25		
28 350								117	110	34	27		
200	8 350	900	7 600	1 100	1 150	450	2 400	5 300	106	102	44	40	100
	10 850								114	110	39	35	
	13 350								120	115	37	32	
	15 850								125	120	35	30	
	18 350								129	124	35	30	
	20 850								133	127	37	31	
23 350	1 000	7 800	1 200	1 250	450	2 400	5 300	137	131	37	31		
25 850								141	134	39	32		
28 350								145	138	42	35		
250	8 350	1 000	8 000	1 200	1 250	450	2 600	5 500	128	123	56	51	100
	10 850								139	134	50	45	
	13 350								147	142	46	41	
	15 850								152	146	44	38	
	18 350								157	151	43	37	
	20 850								162	155	44	37	
23 350	1 000	8 000	1 200	1 250	450	2 600	5 500	166	159	44	37		
25 850								170	162	47	39		
28 350								175	167	48	40		

Figura 6.257 Tabela de dimensões gerais de pontes rolantes de grande capacidade (100 a 250 t)



O equipamento que faz parte integrante da turbina é o regulador. O regulador consiste no mecanismo fornecedor de energia, em forma de óleo sob pressão, e no atuador, que contém o pêndulo e as válvulas que regulam o fluxo do óleo aos servomotores da turbina. O equipamento fornecedor de energia consiste num reservatório do óleo que é retirado e conduzido, por bombas, ao tanque sob pressão e também do óleo que reflui das válvulas e dos servomotores.

O tanque sob pressão tem forma de um cilindro e um volume de óleo geralmente suficiente para três movimentos dos servomotores, no caso em que as bombas de óleo falharem. Cerca de um terço do volume total é ocupado por ar comprimido, fornecido seja por um compressor individual, seja por uma instalação que serve a todos os equipamentos na casa de força que precisam de ar comprimido.

O arranjo do regulador depende do fornecedor. Algumas fábricas preferem uma construção compacta, colocando além das bombas de óleo e do atuador, em cima do reservatório, até mesmo os tanques sob pressão. Outros preferem a localização separada do atuador. O tamanho das instalações depende do tipo da turbina. Enquanto nas turbinas Francis somente as aletas do distribuidor devem ser movimentadas, as pás do rotor das turbinas Kaplan são ajustáveis e precisam muito mais energia que os servomotores das aletas do distribuidor.

Os servomotores do distribuidor precisam de uma capacidade de aproximadamente

$$E = k \frac{P}{\sqrt{H}},$$

onde

$k = 1,5$  a  $1,8$ , para turbinas Francis de espiral.

$k = 2,5$  a  $3,0$ , para turbinas Kaplan,

$P$  = a potência da turbina, em cv.

$H$  = queda líquida.

O servomotor das pás do rotor Kaplan tem sua capacidade em

$$E = kHD^3,$$

onde

$k = 30$  a  $40$ .

$D$  = diâmetro do rotor.

Os reservatórios de óleo das turbinas Kaplan, portanto, são muito maiores que os das turbinas Francis, porque devem abastecer os servomotores do distribuidor e o do rotor, que deve ser muito mais potente. As turbinas Kaplan estão munidas de um dispositivo de emergência, que, no caso de o regulador falhar, fecha as pás do rotor, quando a velocidade da turbina tiver alcançado certo limite, reduzindo, assim, a velocidade de disparo. Para isso precisa-se de um tanque sob pressão separado que forneça o óleo sob pressão ao servomotor do rotor. Assim, para as turbinas Kaplan, devem ser instalados dois tanques sob pressão ou um tanque maior subdividido. O óleo, em serviço normal, geralmente trabalha à pressão de  $20 \text{ kg/cm}^2$  (os americanos usam a pressão de  $16 \text{ kg/cm}^2$ ) e o fechamento de emergência das pás do rotor é efetuado à pressão de  $30 \text{ kg/cm}^2$ .

Pelas causas mencionadas, é difícil indicar as medidas de um regulador. Em primeira aproximação, pode ser avaliado o tamanho de um reservatório de óleo do regulador, para uma turbina Francis, em  $2,5 \times 3,0 \text{ m}$  na planta e em  $1,7 \text{ m}$  de altura, com um tanque sob pressão de cerca de  $1,5 \text{ m}$  de diâmetro e  $3,5$  a  $4 \text{ m}$  de altura.

Os reservatórios de óleo e os outros componentes dos reguladores das turbinas Kaplan são ainda maiores. Recomenda-se prever uma área de quase  $3 \times 5,5 \text{ m}$  para a instalação de um tanque de pressão de  $2,5 \text{ m}$  de diâmetro, ou de dois, sendo um de  $1,5 \text{ m}$  e outro de  $1,1 \text{ m}$  de diâmetro. Na colocação do regulador na casa de força, o projetista dispõe de uma certa liberdade, mas é preferível localizá-lo perto da turbina, para se evitar traçado complicado das hastes ou dos cabos do retorno. O reservatório pode ser rebaixado no piso, de modo que as tubulações que conduzem o óleo para os servomotores na turbina, podem ser instalados em valetas ou debaixo da laje do piso, no teto do andar inferior. O óleo do regulador se esquentava e deve ser refrigerado por água. Para isso pode servir uma serpentina colocada no reservatório de óleo ou um trocador de calor separado.

Nas grandes usinas modernas, as turbinas são telecomandadas da sala de comando, ou até de muito longe, de um centro de comando que pode atuar em várias usinas. Mas os reguladores podem ser, também, operados manualmente de um lugar perto da turbina, de um painel que pode ser construtivamente ligado ao regulador ou anexado ao painel do gerador. São instalados nesse painel, também, todos os instrumentos indicadores da temperatura, da pressão do óleo, geralmente também os instrumentos indicadores do número de rotações e de potência, bem como os botões para desengatar o fechamento rápido das comportas ou válvulas e, nas turbinas Kaplan, os de comando das pás do rotor.

Achamos oportuna a concentração dos painéis da turbina e do gerador, com seus indicadores das temperaturas do óleo do regulador, dos mancais, do enrolamento do gerador, etc., o que facilita muito o controle do funcionamento da unidade geradora.

O óleo dos mancais de escora e de guia deve ser refrigerado. Para isso são instalados trocadores de calor com bombas para a circulação do óleo, em forma de cilindros em pé, de uns  $70 \text{ cm}$  de diâmetro.

Os cubículos do neutro e de proteção e medição do gerador já foram mencionados no item 6.9.3; falta, ainda, avaliar-se o espaço necessário para o equipamento da excitação e contra incêndio.

Se os pólos do rotor do gerador são excitados por corrente contínua gerada por um conversor mecânico (motor de corrente alternada acoplado a um dínamo), essas máquinas devem ser instaladas num compartimento fechado, por causa do ruído que produzem devido à grande velocidade. As máquinas, que ocupam uma área de cerca de  $1,5 \times 4 \text{ m}$ , devem ser refrigeradas por ar que, por sua vez, passa por um radiador refrigerado por água. Os detalhes dessa instalação e o tamanho das máquinas dependem do que será usado pelo fornecedor.

Os equipamentos de excitação estática são instalados em cubículos, para os quais deve ser reservada uma área de cerca de  $1,5 \text{ m}$  de largura e de  $7$  a  $8 \text{ m}$

de comprimento. Os cubículos dos retificadores alimentados por um gerador auxiliar podem ser colocados em qualquer lugar, não muito afastado do gerador principal.

No caso da alimentação dos retificadores pelo gerador principal, nos dutos blindados entre o gerador e o transformador principal, deve ser prevista mais uma derivação, além daquela para o cubículo de proteção e medição, na qual será ligado o transformador abaixador. Nesse caso parece oportuno colocar os cubículos da excitação junto a esse transformador, que deve ter isolamento de óleo não-inflamável.

Para apagar um eventual incêndio, o poço do gerador poderá ser enchido de dióxido de carbono ( $CO_2$ ), armazenado numa bateria de garrações. Até cerca de seis geradores podem ser ligados a uma bateria; para mais geradores deverão ser previstas duas baterias. O número dos garrações depende de seu volume e do volume do poço do gerador. Já no projeto preliminar deve-se pensar no traçado das tubulações da bateria de garrações para os geradores.

Note-se que depósitos de óleo e suas instalações de filtragem e purificação, localizados dentro da casa de força, devem ser munidos, também, com uma instalação de  $CO_2$ .

#### 6.9.6.4 Sistema de abastecimento d'água

Na casa de força, precisa-se água para a refrigeração do gerador, dos mancais, eventualmente dos transformadores, etc., para as instalações contra incêndio, e água potável. Para as duas primeiras finalidades, usa-se água bruta depois de passá-la por filtros grossos (*strainers*), que retêm corpos flutuantes até cerca de 5 mm, enquanto a água potável, usada nos banheiros e bebedouros, precisa de um tratamento, nos casos em que não exista perto uma nascente com água limpa ou um poço com água subterrânea de descarga suficiente.

Geralmente a água é colhida direta ou indiretamente da bacia de acumulação, porém em casos especiais pode ser bombeada do canal de fuga, principalmente nas usinas de alta queda e descarga pequena. Deve ser estudado se é mais econômico gastar energia no bombeamento, ou perder a energia que a descarga necessária para o abastecimento d'água (tirada da bacia de acumulação) poderá produzir nas turbinas, sob a queda alta. Sob queda até cerca de 100 m, geralmente será mais econômico tirar a água das tubulações de adução das turbinas.

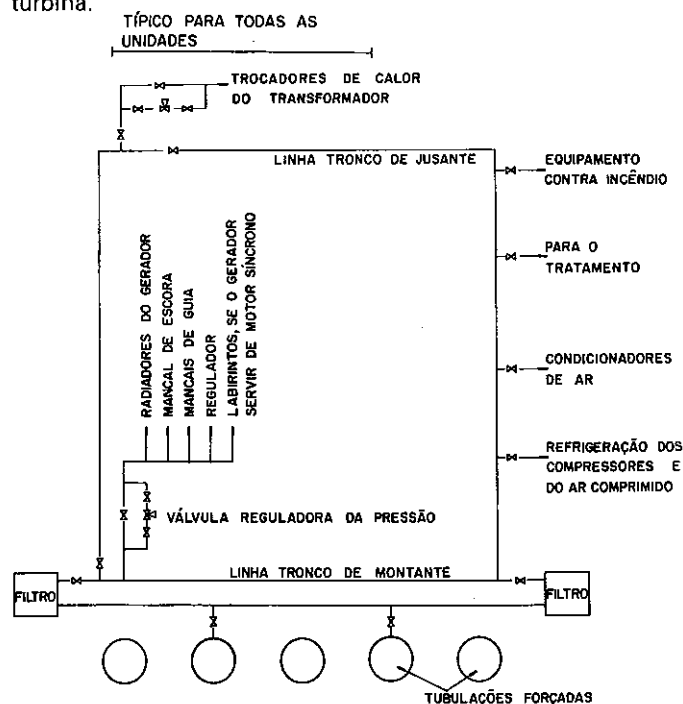
O abastecimento d'água deve ser garantido de qualquer modo e, por isso, a água deve ser colhida de pelo menos dois lugares independentes, geralmente dos órgãos adutores das turbinas, seja das tubulações forçadas, ou seja das entradas das caixas espirais de concreto, nas usinas de baixa queda.

Da queda da usina depende o sistema a ser adotado. Nos casos em que a queda disponível não é suficiente para superar as resistências no sistema de tubulações, radiadores, etc., deve ser instalado um equipamento individual para cada turbina, que consiste em uma derivação da tubulação forçada, com registro para o filtro e a bomba com potência suficiente para produzir a

pressão necessária, ou uma estação central de filtragem e bombeamento que deverá ter capacidade correspondente ao número total das unidades geradoras.

Cada conjunto individual deve ter a capacidade para abastecer duas unidades geradoras, com a finalidade de poder substituir o equipamento da turbina vizinha quando falhar. Para isso, os sistemas devem ser interligados no lado da pressão alta das bombas, com os registros separadores. Nesse caso, os sistemas contra incêndio e da água tratada devem ser separados dos sistemas de refrigeração.

Nos casos em que a queda disponível for suficientemente grande e não precisar de um aumento da pressão por bombas ou, ao contrário, precisar de uma redução da pressão, o sistema de abastecimento d'água pode ser centralizado. A Fig. 6.258 mostra um esquema desse tipo. Estão indicados os principais consumidores de água bruta, mas não estão marcadas as torneiras para água de limpeza, etc. A maior parte d'água passa pelos refrigeradores e esse consumo é bastante grande. Uma unidade de cerca de 100 MW gasta cerca de 170 litros/s, só para a refrigeração do gerador e da turbina.



**Figura 6.258** Diagrama esquemático de um sistema de abastecimento de água

À rede de água bruta está ligado, também, o sistema contra incêndio, que consiste no equipamento Sprinkler, para os transformadores e hidrantes, onde for necessário (por exemplo, na oficina mecânica, na casa de comando, etc.), se não for preferida a instalação de extintores.

A água potável destinada ao uso nos banheiros, nos bebedouros, etc. serve, também, para outra finalidade. Para evitar a entrada d'água no mancal de guia da turbina, o eixo passa por uma caixa de gaxeta, e para impedir a entrada de água suja do lado do rotor, o que poderá produzir desgaste excessivo do material vedante, introduz-se água limpa, na caixa, com pressão maior que a da água suja.

O tratamento da água bruta consiste do aditamento de produtos químicos para produzir uma floculação, na filtração e no aditamento posterior de cloro. Deve ser previsto um compartimento bastante grande para a instalação desse equipamento.

#### 6.9.6.5 Rede de drenagem e esgoto

As águas pluviais devem ser conduzidas pelo caminho mais curto até o canal de fuga. Apenas as águas que podem ser misturadas com óleo, principalmente as que saem dos poços debaixo dos transformadores, devem passar por um separador de óleo, para se evitar a poluição do rio. As paredes divisórias, que são mostradas no esboço esquemático da Fig. 6.255, servem para prolongar o caminho d'água, facilitando a separação do óleo, e a seção molhada deve ter área suficiente para manter a velocidade máxima de cerca de 20 cm da mistura água-óleo. No lado da saída, a água é retirada pela parte mais baixa da parede, passa por um poço vertical e sai por uma espécie de vertedouro.

O esgoto das águas sujas dos banheiros, etc., efetua-se de maneira comum. Porém, nos casos em que os banheiros estiverem situados num piso abaixo do nível d'água máximo de jusante, as águas de esgoto deverão ser lançadas por um ejetor, operado por ar comprimido, até a caixa sética cujo tubo de saída deve desembocar no rio, acima do nível máximo.

Todos os lugares em que pode surgir água, em quantidades consideráveis, por causa de vazamentos de tubulações, de infiltrações, etc. devem ser ligados a um sistema de tubos ou canaletas que conduz a água para um poço de drenagem munido de uma bomba automática, que de vez em quando esvazia o poço e leva a água para o canal de fuga, por meio de uma tubulação que desemboca acima do nível máximo d'água de jusante.

O tubo pode terminar, também, abaixo desse nível, para evitar que a bomba tenha que trabalhar sempre contra a grande altura, mesmo durante longo tempo com nível d'água mais baixo. Então deve ser intercalada na tubulação uma válvula de retenção, para impedir o refluxo d'água para o poço de drenagem. Por meio de um flutuador ou de um outro equipamento semelhante, a bomba é ligada quando o nível d'água no poço alcançar certo nível e desligada quando o poço está vazio. Um terceiro contato, situado acima do primeiro, aciona um alarme e liga simultaneamente a bomba de reserva. A área do poço deve ser a maior possível, para que, num caso de falta de corrente nas bombas, o nível d'água dentro do poço suba lentamente, eliminando o perigo de refluxo d'água para as galerias mais baixas, inundando-as.

Outro sistema, convenientemente separado do sistema de drenagem, serve para esvaziar o tubo de sucção e, se for necessário, a tubulação forçada. O esgotamento efetua-se da maneira a seguir. Geralmente não se pode esvaziar a tubulação forçada pela turbina em marcha a vazio, porque durante o esvaziamento a queda disponível na turbina cai rapidamente, de modo que depois de pouco tempo as rotações alcançam o número que põe em perigo o mancal de escora. As aletas do distribuidor então devem ser fechadas completamente e o gerador deve ser freado. Depois de fechado o distri-

buidor, abrem-se os registros dos tubos, de diâmetro adequado, que ligam o fundo da tubulação forçada com o tubo de sucção e este com o poço das bombas. Desse modo, a água sai do tubo de sucção até que o nível d'água nele desça ao canal de fuga. Depois os *stop-logs* do tubo de sucção serão inseridos e a bomba no poço começa a trabalhar e esvaziar o tubo de sucção. Geralmente são instaladas duas bombas, uma delas serve de reserva. O nível d'água no poço comunica-se com o canal de fuga, que pode ser alto nos casos em que a turbina deva ser consertada durante a época de enchentes. Por isso os motores das bombas devem ser colocados acima do nível máximo no canal de fuga e as paredes do poço devem estender-se fechadas até a essa altura. Para esvaziar o poço completamente, é colocada uma bomba pequena num rebaixo no fundo do poço. Para economizar essa bomba pequena, às vezes os poços de drenagem e de esgoto são unidos. Porém o nível d'água no poço não deve subir acima dos pontos mais baixos a serem drenados da casa de força, que são geralmente as galerias de acesso ao tubo de sucção. Assim, o registro do tubo que liga o tubo de sucção ao poço deve ser regulado de maneira que, no poço, entre a quantidade d'água correspondente à capacidade da bomba, sendo esta uma operação bastante delicada.

Outra maneira de instalar as bombas consiste na ligação direta das tubulações de esvaziamento às bombas de eixo horizontal, sem a intercalação de um poço. Porém, nesses casos, as bombas devem ser colocadas num compartimento situado quase à altura do fundo do tubo de sucção, que fica mal ventilado e úmido e de acesso difícil, o que encurta a vida das máquinas e exige freqüentes consertos.

#### 6.9.6.6 Rede de distribuição de ar comprimido

No item 6.9.2.7.2 foi mencionado que a pressão do óleo dos reguladores é mantida por ar comprimido, que é fornecido por compressores pertencentes ao sistema do regulador. Muitas vezes esses compressores das diversas turbinas são interligados para que, no caso de um compressor falhar, sua capacidade possa ser substituída pelos outros. Prefere-se deixar esse sistema separado do de abastecimento geral de ar comprimido, para a casa de força, a não ser que os compressores do regulador sejam utilizados para os freios do gerador, que somente são acionados com a turbina já fechada. Às vezes instala-se uma estação central de ar comprimido para os reguladores de todas as turbinas da usina.

Da mesma forma como se usa, na rede de distribuição de energia elétrica, com as tomadas para a ligação de aparelhos elétricos, etc. e, na rede de água, com as torneiras, instala-se uma rede de distribuição de ar comprimido com tomadas distribuídas pela casa de força, nos poços das turbinas e dos geradores. Nos casos em que a água do rio é suja e existe o perigo de decantação nos nichos das guias para os *stop-logs* do tubo de sucção, instalam-se, nessas guias, um sistema de tubos com bocais pelos quais, antes de se inserirem os *stop-logs*, os depósitos podem ser soprados pelo ar comprimido. Num item anterior, foi mencionado que em

certos casos as águas de esgoto são levantadas por um ejetor acionado por ar comprimido.

Na estação central instalam-se dois compressores, um menor para manter a pressão de consumo pequeno e outro maior que é ligado automaticamente se o consumo for maior. O ar comprimido passa por refrigeradores, válvulas para tirar a água condensada e um filtro para um ou dois tanques sob pressão que compensam variações bruscas de consumo.

### 6.9.6.7 Instalações para a purificação de óleo

O óleo dos mancais, do regulador e dos transformadores deve ser purificado de vez em quando. Enquanto que a quantidade de óleo nos mancais e nos reguladores é relativamente pequena, de modo que possa ser trocado usando-se tambores, o volume dos transformadores importa em alguns metros cúbicos e não se pode proceder da mesma forma. Por isso instalam-se duas tubulações, para óleos sujo e limpo, que ligam as células dos transformadores à estação de purificação. Para a troca de óleo, o transformador é conectado à tubulação de óleo sujo, por meio de uma mangueira, esvaziando-o, e depois à tubulação de óleo limpo, para reenchê-lo.

Na estação de purificação, são instalados uma bomba estacionária para a circulação do óleo, eventualmente uma outra igual, mas móvel, e um purificador móvel. Os tanques para óleo limpo e sujo, de capacidade igual ou pouco maior que o volume de um transformador, podem ser montados na própria estação que, nesse caso, deve ter equipamentos necessários contra incêndio, ou então colocados fora da casa.

Na hora de troca do óleo do transformador, o óleo sujo será bombeado para o tanque correspondente e, depois de ficar completamente vazio, o transformador será reenchido pelo óleo limpo. Depois o óleo sujo passará ao purificador e será armazenado no tanque de óleo limpo.

Devem ser previstas tubulações para óleo sujo e limpo até o lugar onde chegam os carros-tanque que trazem óleo limpo ou levam o sujo.

### 6.9.6.8 Ventilação e ar condicionado

Os geradores tem temperatura de 60 a 80°, mesmo refrigerados, e irradiam esse calor, junto com o de grande número de motores, para a casa de máquinas. Por isso é preciso uma boa ventilação natural ou forçada. Não é possível estabelecer regras comuns para esse projeto, porque as condições, em cada caso, são diferentes, mas é óbvio que o ar deve passar transversalmente pela casa de força e que devem ser previstos os canais que distribuem o ar fresco ao longo da estrutura, devendo haver um para cada andar. A saída do ar pode ser feita pelas janelas ou por outras aberturas do lado oposto. O projeto deve prever também uma ventilação suficiente do poço da turbina, que geralmente fica muito quente pela irradiação do calor do gerador e dos mancais. Além da galeria de acesso, é necessário prever-se mais uma abertura, no lado oposto, para se possibilitar a ventilação transversal.

Ar condicionado deve ser previsto para a sala de comando, para os escritórios e eventualmente para a oficina elétrica. O sistema de refrigeração deve ser determinado escolhendo-se o mais econômico em cada caso.

### 6.9.6.9 Cablagem

Inúmeros cabos de controle, de medição, de proteção contra surto, de indicação percorrem a casa de força, além dos cabos de força para o abastecimento dos motores. Não cabe neste livro enumerar todos os cabos e os caminhos que percorrem, pois o grupo de eletricitistas que participam na elaboração do projeto pode dar as indicações necessárias. Mas, já na fase de anteprojeto, o projetista da estrutura da casa de força deve prever o espaço suficiente para a instalação das prateleiras em que serão colocados os cabos. Essas prateleiras têm geralmente uma largura de 60 cm quando são acessíveis apenas de um lado. A distância vertical entre duas prateleiras deve ser de cerca de 50 cm. Medidas menores dificultam muito a colocação e o controle dos cabos. As prateleiras são fixadas nas paredes, eventualmente em uma galeria especial para os cabos, que deve ter cerca de 2,10 m de altura interior.

Galerias compridas, como por exemplo as que ligam a casa de força com a estação distribuidora, devem ser ventiladas, porque os cabos de força irradiam calor, embora não muito intenso. Em certos casos, os cabos podem ser colocados em canaletas de cerca de 30 cm de profundidade e tapados com placas de concreto ou com chapas.

### 6.9.6.10 Serviços auxiliares

O funcionamento de uma unidade turbina-gerador depende de um grande número de motores elétricos que acionam as bombas de óleo do regulador, bombas para a circulação do óleo dos mancais, bombas para a circulação da água nos refrigeradores etc. Se um desses motores falhar, a máquina principal deve parar para evitar grandes danos. Durante o conserto, a máquina ficaria parada sem produção e é, por isso, que o abastecimento desses motores deve ser garantido absolutamente. Para satisfazer essa condição, a subestação unitária dos serviços auxiliares contém dois barramentos, cada um abastecido por uma fonte independente, para, no caso de uma fonte falhar, todos os serviços auxiliares puderem ser automaticamente ligados ao outro barramento, de modo que o tempo de interrupção do abastecimento fique reduzido ao mínimo possível. Conseqüentemente, de cada um dos dois barramentos sai um cabo para o quadro de serviços auxiliares da unidade.

Para a alimentação dos serviços auxiliares da usina em corrente alternada, existem várias soluções. O gerador principal pode servir para essa finalidade; nas barras entre gerador e transformador será intercalada uma derivação para o transformador de serviço que abaixa a tensão do gerador para a tensão usada nos serviços auxiliares, geralmente 400 V trifásico.

Nos casos em que a tensão do gerador variar muito, de acordo com as necessidades da rede de transmissão, esse transformador deve ter regulação automática, para

não transmitir as variações da tensão correspondente aos motores dos serviços auxiliares. A derivação deve ser munida de uma chave seccionadora, para haver possibilidade de se desligar o barramento correspondente da subestação unitária e de se executarem consertos, sem a necessidade de parar o gerador principal.

Porém esse sistema funciona somente quando o gerador principal está trabalhando. Quando parar, deve ser desligado por uma chave seccionadora, situada entre a derivação e o gerador, de modo que o transformador possa alimentar a subestação unitária, abaixando a tensão do sistema de transmissão para a do transformador dos serviços auxiliares.

Outro modo de abastecimento dos serviços auxiliares é por um gerador auxiliar, como foi descrito no item 6.9.3. Esse método tem o mesmo defeito do anterior: funciona somente quando o gerador principal trabalha. O abastecimento por um terceiro enrolamento num transformador principal é uma solução relativamente cara e aplicável apenas sob condições especiais.

Para as duas primeiras soluções, todo o equipamento necessário deve ser instalado pelo menos em duas unidades. Mas, em usinas de ponta com motorização\* muito alta, em que as máquinas trabalham apenas algumas horas por dia e ficam paradas durante a noite, são precisas, para a partida diária, muitas manobras relativamente complicadas.

Nos casos em que perto da usina existe uma rede de distribuição local, os serviços auxiliares podem ser ligados a esse sistema por um transformador. Recomenda-se alimentar os serviços auxiliares por duas fontes diferentes, por exemplo, diretamente dos geradores principais e de uma rede de distribuição local.

Nas usinas de queda média e alta, podem ser instaladas pequenas unidades turbina-gerador que fornecem a energia para os serviços auxiliares diretamente na tensão necessária com tensão praticamente invariável porque são completamente independentes dos outros equipamentos. Esta solução pode ser a mais econômica porque, com queda suficientemente alta, as turbinas têm grande velocidade e, por isso, são bastante baratas.

Numa usina com 80 m de queda, por exemplo, uma turbina auxiliar de 2 000 kW pode fazer cerca de 1 000 rotações por minuto. Tais unidades pequenas são muito seguras e podem trabalhar muito tempo sem necessidade de consertos como mostra a experiência. Devem ser instaladas duas unidades que serão operadas alternadamente. As turbinas podem ser alimentadas por uma ou eventualmente duas tubulações de pequeno diâmetro diretamente desde a tomada d'água (no exemplo a tubulação teria cerca de 70 cm de diâmetro) ou por derivações das tubulações forçadas principais.

O problema dos serviços auxiliares deve ser estudado detalhadamente e sem preconceitos, por exemplo, o preconceito contra todas as máquinas rotativas, levando-se em conta a segurança e a simplicidade da operação. Às vezes são levantadas objeções contra o emprego de turbinas auxiliares alegando-se que usinas modernas são telecomandadas e não há necessidade de operadores na casa de máquinas, mas isto é um erro. Uma usina de certa importância sempre deve ter um certo número de operadores que sejam capazes de

\* Motorização é a relação entre a potência instalada e a potência média

executar pequenos reparos em pouco tempo, sem que se precise mandar uma turma do centro correspondente.

## 6.9.7 PROJETO DA CASA DE FORÇA

Depois de ter descrito nos itens anteriores, o equipamento principal e suas dimensões aproximadas podemos proceder ao desenho da casa que serve para alojá-lo e obrigá-lo contra as intempéries e outras influências externas.

A casa de força pode ser instalada em uma caverna ou construída ao ar livre. A infraestrutura abrange principalmente a turbina com o tubo de sucção e com a caixa espiral e o gerador e, nas usinas ao ar livre, pode ser coberta por uma laje com aberturas de montagem acima dos poços dos geradores ou por uma superestrutura em forma de edifício. No primeiro caso, um ou dois guindastes pórticos servem para a montagem e desmontagem das máquinas e, pontes rolantes são usadas no primeiro e segundo caso.

As diretrizes principais para o desenho, em todos os casos, são as mesmas, salvo o caso de construção em uma caverna onde todas as dimensões devem ser reduzidas ao mínimo possível, levando-se em conta o alto preço para escavação da rocha.

Nas usinas de queda alta, em que a água é conduzida por tubulações forçadas às turbinas, a casa de força fica separada de outras construções; nas usinas de queda média ou baixa, está encostada ao pé da barragem ou forma um bloco com a tomada d'água, de modo que, sem aumento dos custos, o espaço entre a própria casa e a barragem possa ser aproveitado para compartimentos, por exemplo, para a sala de comando, um escritório, etc.

Algumas diretrizes, que no passado foram observadas tanto quanto possível, hoje em dia perderam sua importância, por exemplo, a regra de colocar todas as máquinas e os equipamentos que precisam de operação e de manutenção constantes em um só andar para facilitar o trabalho dos operadores. Nas usinas modernas, todos esses apetrechos são telecomandados da sala de comando ou de uma central que comanda várias usinas e, apenas em casos especiais e de emergência, são operados manualmente.

Antigamente, os donos das usinas e os projetistas gostavam de uma janela na sala de comando com vista para a subestação distribuidora. Atualmente, prefere-se uma sala separada da sala de máquinas, completamente fechada, com luz artificial e ar condicionado. O serviço normal na sala de comando é calmo e monótono, porém, em casos de emergência, defeitos nas linhas de transmissão ou na subestação, curtos-circuitos etc., devem ser feitas muitas manipulações em uma seqüência fora do comum e o operador deve ficar protegido contra influências externas que possam distraí-lo ou produzir nervosismo, como, por exemplo, ruído anormal das máquinas em marcha irregular.

O projetista deve estar atento a uma regra muito importante: sempre pensar que projeta uma operação da usina rápida e eficiente e tem que procurar soluções que facilitem o trabalho dos operadores. Como exemplo serve uma pequena particularidade que à primeira vista parece sem importância: as escadas devem ser feitas

em proporções e formas cômodas. Os operários muitas vezes têm que passar pelas escadas carregando apressadamente peças pesadas e incômodas, num caso de emergência. Quem uma vez na vida já passou nessas condições por uma escada em caracol, nunca mais projetará esse tipo de escada numa usina hidrelétrica. Escadas de marinheiro devem ser previstas apenas se na operação da usina forem usadas, e, se for possível, devem ser substituídas por escadas normais, em alturas de mais de cerca de 4 m. Escadas de marinheiro de grande altura devem ser divididas em lances de cerca de 4 m, com patamares intercalados como descansos. Se as escadas passam por mais de dois andares, devem ser previstos elevadores.

É aconselhável colocar todos os equipamentos elétricos, como os cubículos dos geradores, o equipamento de excitação, a subestação unitária dos serviços auxiliares, etc., num só lado de cada máquina e o equipamento mecânico, como os reguladores, os filtros e as bombas para a água de resfriamento, etc., no outro lado. Desse modo, os cabos de comando e da proteção são os mais curtos e apenas os cabos entre a subestação unitária e o quadro dos serviços auxiliares da unidade e alguns cabos de comando dos reguladores devem cruzar a casa de força. Os transformadores principais devem ser instalados num local perto dos geradores, para se conseguir pequeno comprimento dos dutos blindados que os ligam.

Para dar início ao projeto é conveniente desenhar primeiro um corte transversal com a turbina e o gerador. Então pode-se ver onde podem ou devem ser localizados os outros equipamentos elétricos e mecânicos. No sentido longitudinal, a estrutura deve ser subdividida em blocos com não mais que cerca de 30 m. Para se determinar a distância entre os eixos das máquinas e conseqüentemente dos blocos, desenha-se a caixa espiral deixando, de cada lado, um espaço de pelo menos 1 m para possibilitar a montagem e a solda da espiral de aço ou, no caso de uma espiral de concreto, um espaço para a concretagem da parede armada, com dimensões suficientes para resistir aos esforços que agem sobre ela.

O vão livre da casa de força, no corte transversal, deve ser o mínimo possível e conseqüentemente o vão das pontes rolantes ou dos pórticos. Porém a localização da parede de jusante é fixada pelo tamanho da caixa espiral. É conveniente deixar uma passagem, para o pessoal, entre o poço do gerador e os pilares da superestrutura que pode ser usada quando as tampas do poço estão removidas, no caso de um conserto.

Nas usinas com turbinas com caixa espiral de aço, geralmente a infra-estrutura é construída em duas fases, como mostra a Fig. 6.259. Na primeira fase, são concretados a parte sem blindagem do tubo de sucção e as paredes exteriores que servem de apoio para os caminhos de rolamento para os guindastes pórticos, ou os pilares com as vigas para as pontes rolantes, com a finalidade de poder aproveitar as pontes ou pórticos já para a montagem da blindagem do tubo de sucção e da caixa espiral.

A altura da superestrutura ou do guindaste pórtico depende da altura máxima do gancho do guincho, acima do piso, necessário para que a maior peça (o rotor da

turbina com o eixo ou o rotor do gerador) possa passar por cima das máquinas já montadas ou em operação.

As Figs. 6.260 a 6.266 representam cortes transversais dos diversos tipos. O corte das Figs. 6.260 e 6.262 representam um tipo que é usado nas usinas com

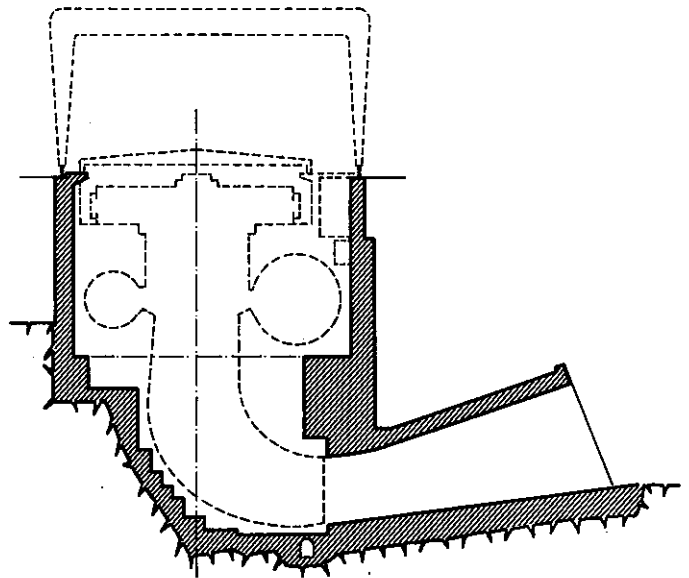


Figura 6.259 Fases de concretagem da caixa espiral de aço de uma turbina Francis

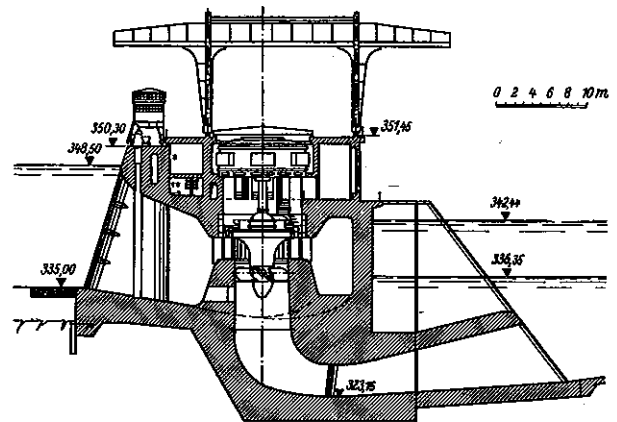


Figura 6.260 Casa de força de usina de baixa queda, com vertedouro no mesmo alinhamento e guindaste pórtico

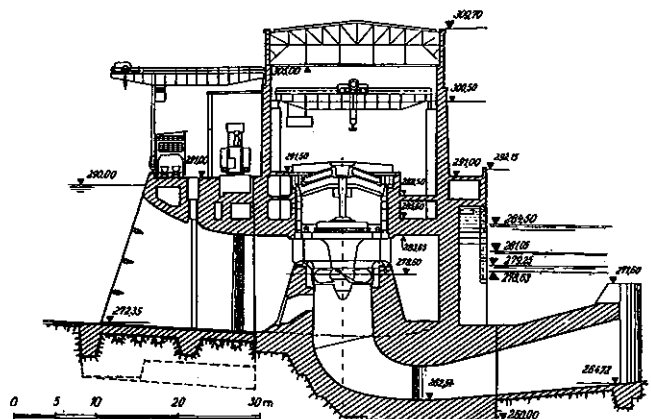
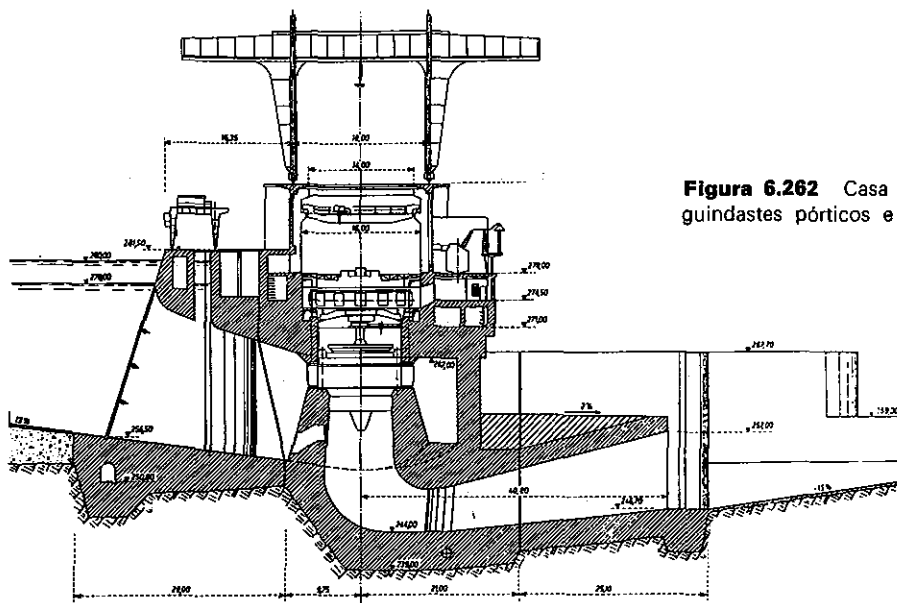


Figura 6.261 Casa de força com superestrutura e ponte rolante



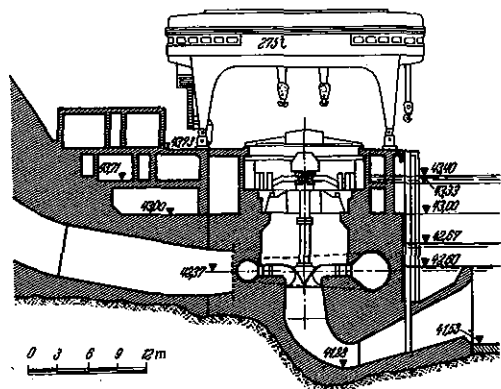
**Figura 6.262** Casa de força de usina de baixa queda, com guindastes pórticos e ponte rolante

queda baixa, em que geralmente a casa de força e o vertedouro têm o mesmo alinhamento, de modo que o guindaste pórtico serve para montagem tanto das máquinas quanto das comportas do vertedouro. Esse tipo de casa de força às vezes é chamado semi-aberto

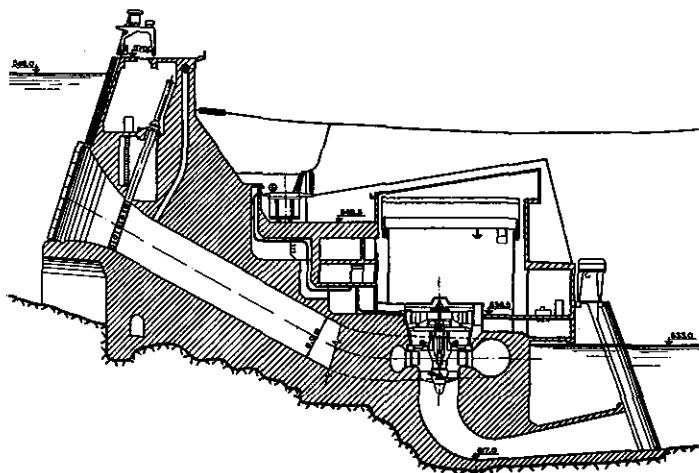
e o tipo com o gerador situado acima da laje do teto, protegido por uma caixa de aço removível é chamado aberto. A Fig. 6.261 representa o tipo com superestrutura e pontes rolantes, e a Fig. 6.262 mostra um tipo misto, com guindastes pórticos para o transporte e a montagem das peças pesadas, enquanto a ponte rolante de menor capacidade ajuda na montagem das peças menores.

Os cortes das Figs. 6.263 e 6.264 representam exemplos de usinas no pé da barragem com queda média e as Figs. 6.265 e 6.266 mostram usinas em caverna.

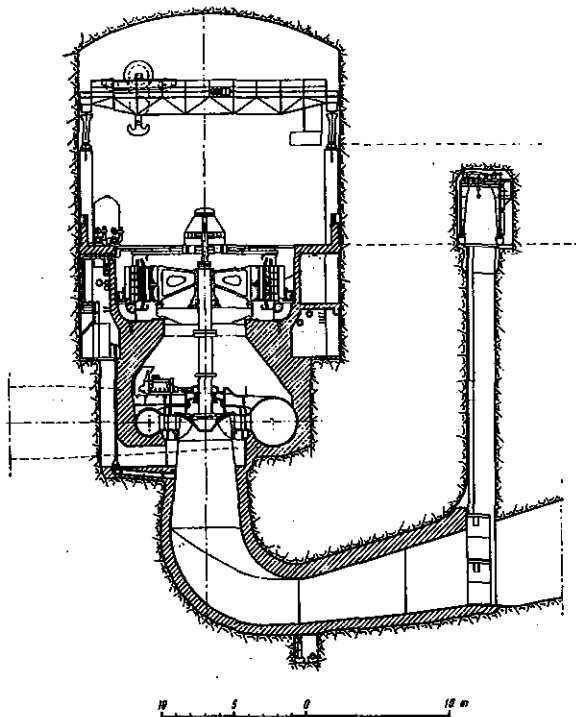
Geralmente a largura da caverna é reduzida ao mínimo possível em favor da estabilidade da abóbada



**Figura 6.263** Casa de força de usina de queda média, com guindaste pórtico

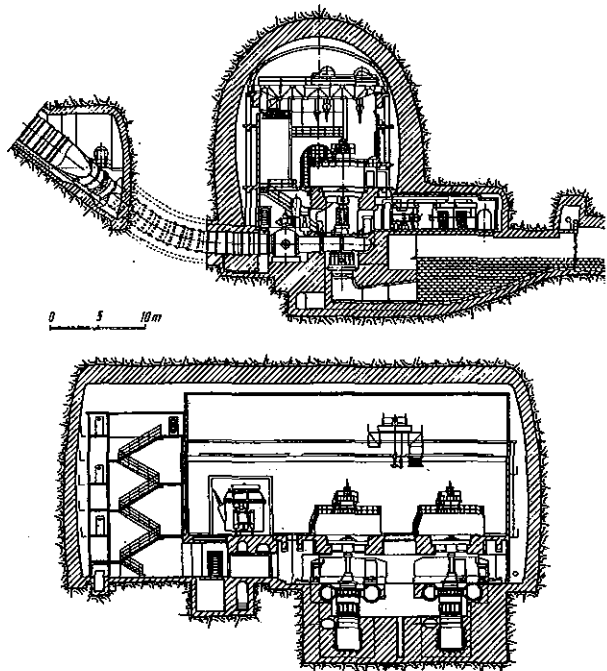


**Figura 6.264** Casa de força da usina de queda média, com superestrutura e ponte rolante



**Figura 6.265** Usina em caverna com a rocha exposta

do teto da caverna, porém a caverna da Fig. 6.266 não respeita essa diretriz e a rocha está revestida de uma grossa construção de concreto. A largura podia ser reduzida colocando-se as válvulas esféricas na câmara das tubulações, ao lado de montante da casa de força. Essa solução tem a vantagem de impedir a inundação da casa de força num caso de rompimento da tubulação forçada.



**Figura 6.266** Usina de caverna com a rocha revestida por grossa construção de concreto

A Fig. 6.267 apresenta uma usina com turbinas tubulares, cada uma com cerca de 7 MW de potência. Usinas desse tipo, de maior potência, certamente serão, no futuro, muito usadas no Brasil, principalmente na Bacia Amazônica, onde os rios apresentam possibilidades enormes de aproveitamento de baixa queda e grande volume de água e longe dos grandes centros de geração.

E impossível dar um esquema universal ao arranjo do equipamento em uma casa de força que dependa tanto das condições locais quanto do tipo do equipamento definitivamente escolhido. As Figs. 6.268 a 6.270

servem de exemplo. A casa de força com turbinas Francis alimentadas por tubulações individuais está situada num vale estreito de encostas íngremes. A casa não podia avançar muito para o rio sem que a enseadeira estreitasse demais seu leito, o que exigiria altura exagerada da enseadeira. O alargamento da casa de força para a encosta aumentaria muito a escavação, não somente para a própria casa, mas também para a tubulação forçada. Por isso foi mais lógico aproveitar o espaço acima do tubo de sucção para a instalação do equipamento elétrico e dos transformadores.

Foi decidido aplicar o sistema estático da excitação do gerador por alimentação através de uma derivação do barramento blindado entre o gerador e o transformador e da mesma forma abastecer os serviços auxiliares.

Todo esse equipamento é bastante volumoso, mas pode ser instalado, no piso, bem acima do tubo de sucção, na cota 96,00. Assim, os transformadores estão colocados na cota 103,30 e dentro da casa de força, na mesma cota, os painéis de comando local e dos serviços auxiliares da unidade. No lado de montante, encontram-se os reguladores, na cota 103,30, e, na cota 96,00, as instalações para a água de refrigeração e para tratamento d'água. No prolongamento da casa de força, encontram-se a área de montagem, a sala de comando, escritório e outras dependências.

O esqueleto da superestrutura pode ser feito de concreto armado no local, de concreto pré-moldado e, eventualmente, protendido, de estruturas de aço ou de uma construção mista. O tipo a ser executado deve ser escolhido com base nos projetos comparativos, levando-se em conta não apenas o custo mas também o tempo da construção.

A concretagem *in situ* exige formas e escoramentos vultosos e maior prazo de execução, impedindo eventuais montagens das máquinas. As peças de concreto pré-moldado são muito pesadas, sua ligação com efeito hiperestático é difícil e precisa de certo tempo de cura. A construção de aço às vezes é um pouco mais cara, mas sua montagem é mais rápida, as peças são mais leves, são ligados por solda e a construção pode ser usada imediatamente depois da montagem. O cronograma pode ser, por isso, mais curto porque as montagens das máquinas podem começar mais cedo. Na Usina de Volta Grande, a superestrutura é completamente de aço e, na Usina de Jurumirim, as vigas para o caminho de rolamento das pontes rolantes foram construídas de aço.



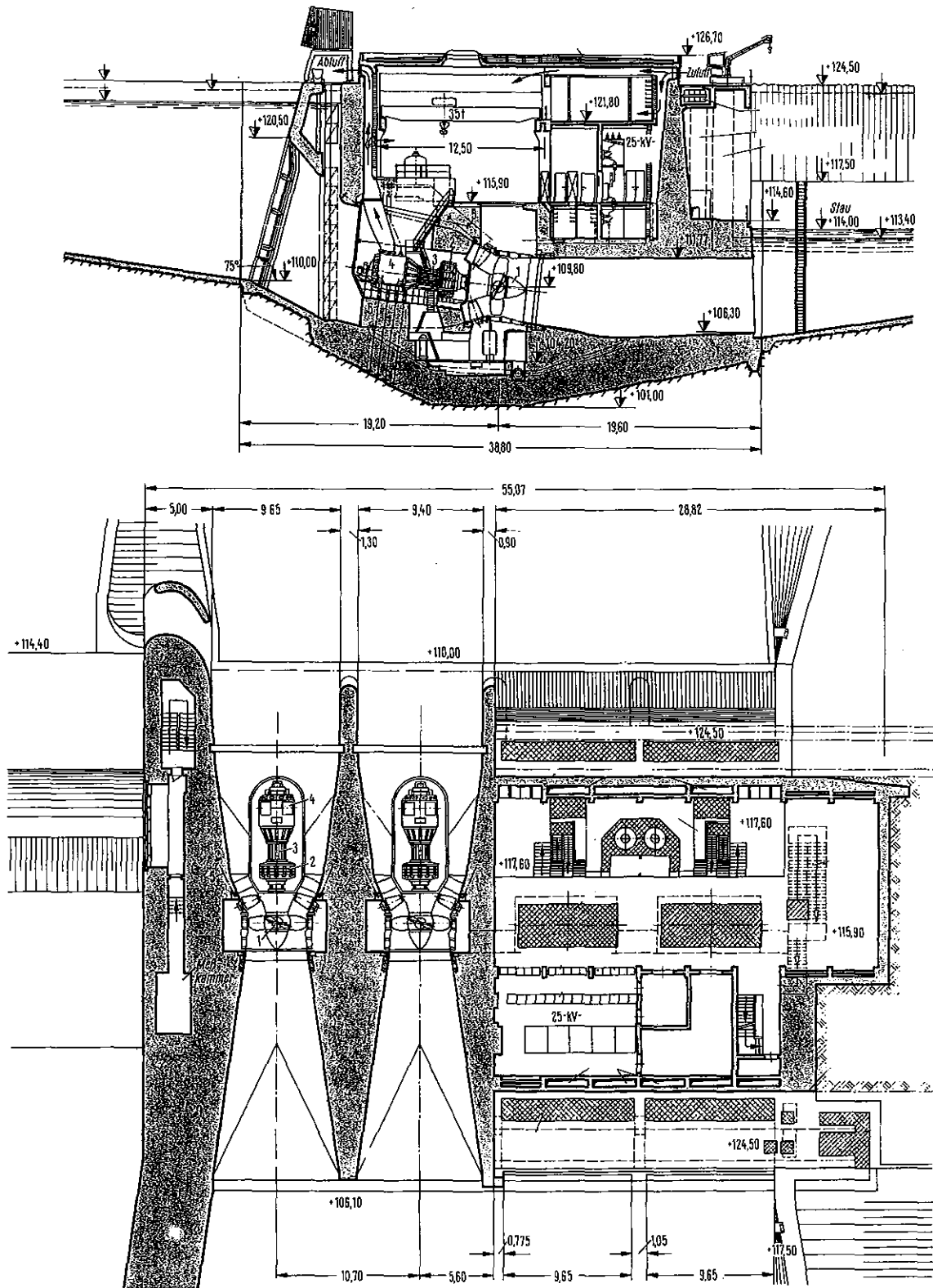
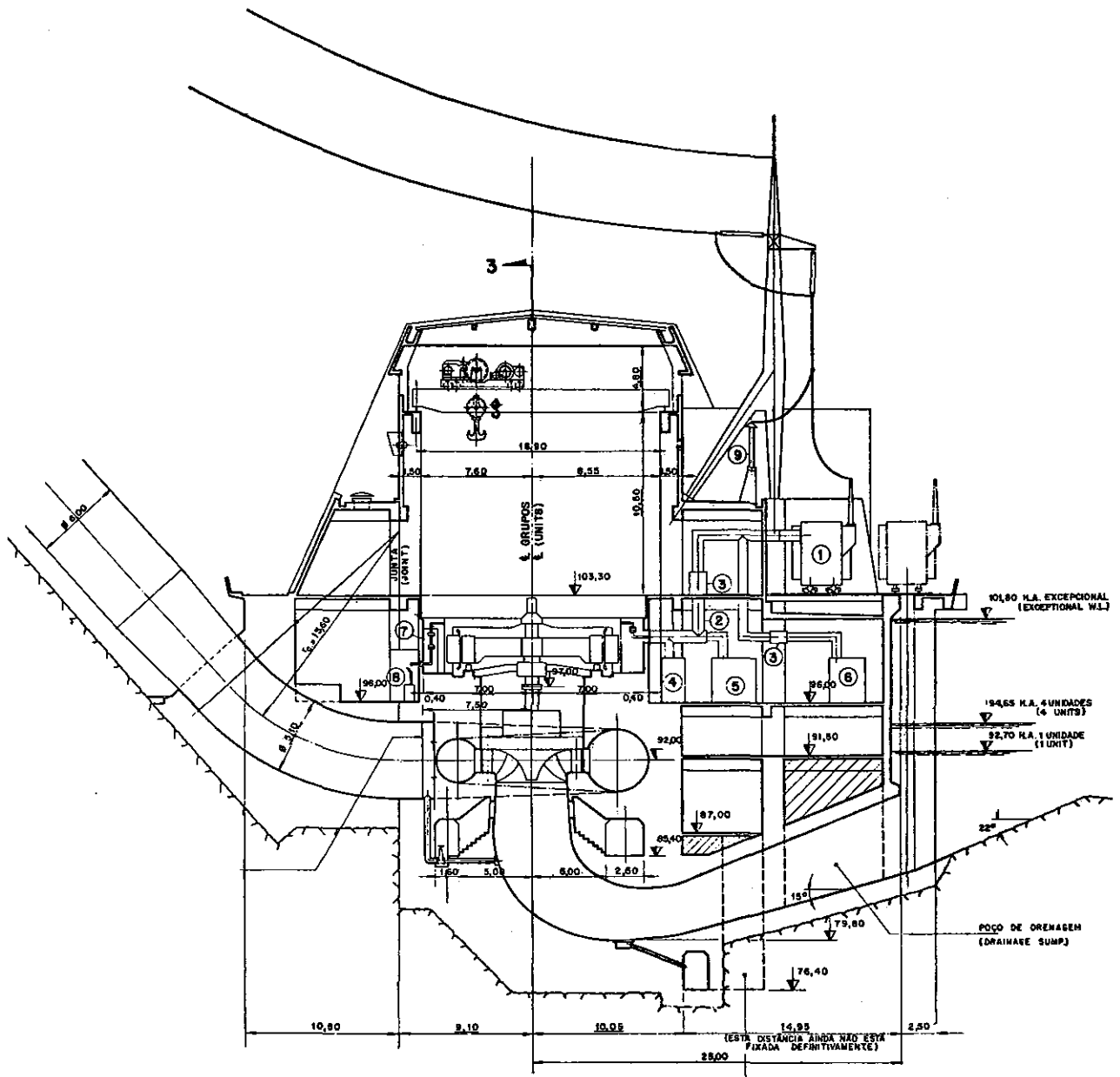
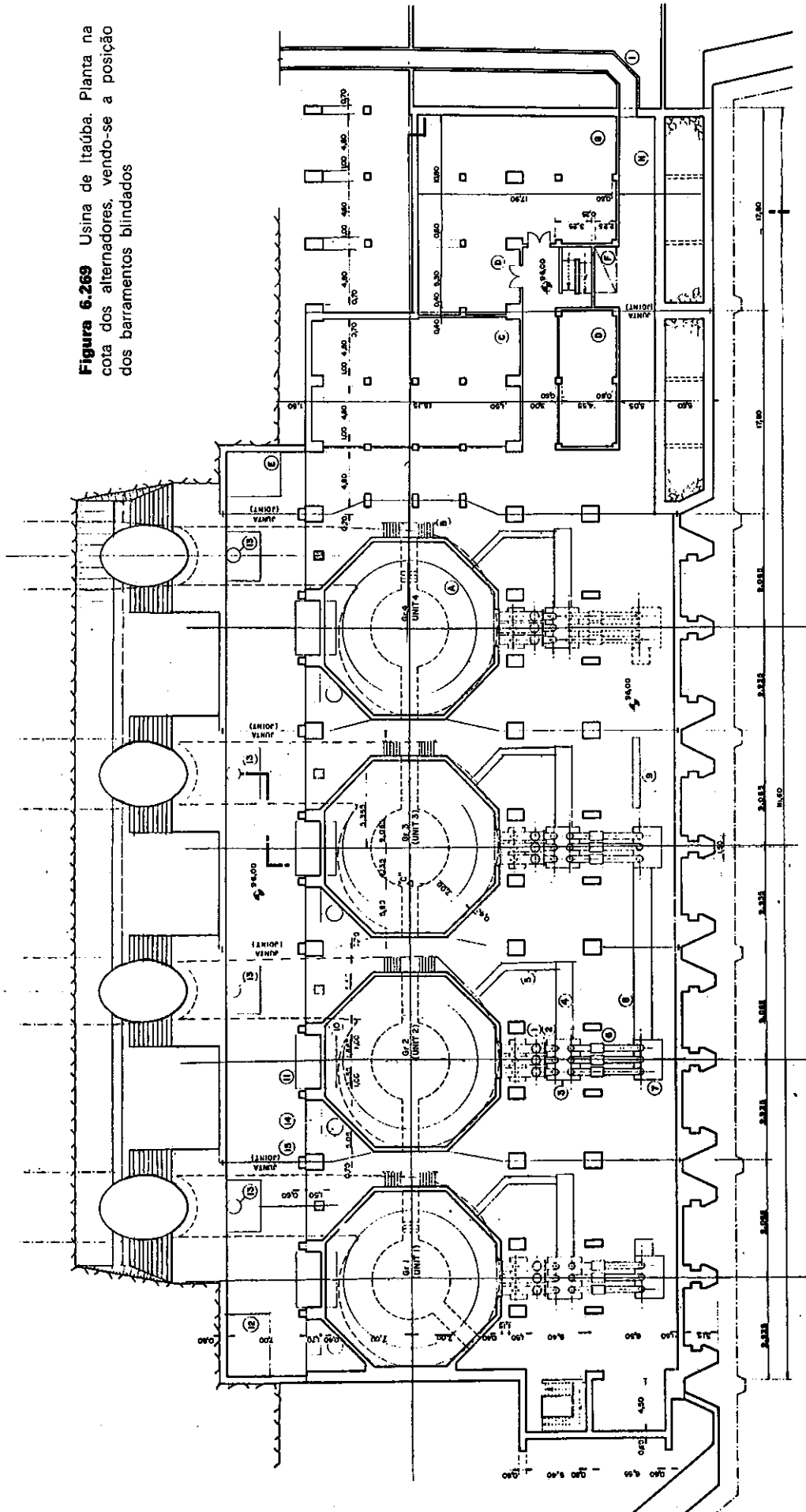


Figura 6.267 Casa de força de uma usina com turbinas tubulares ou de bulbo

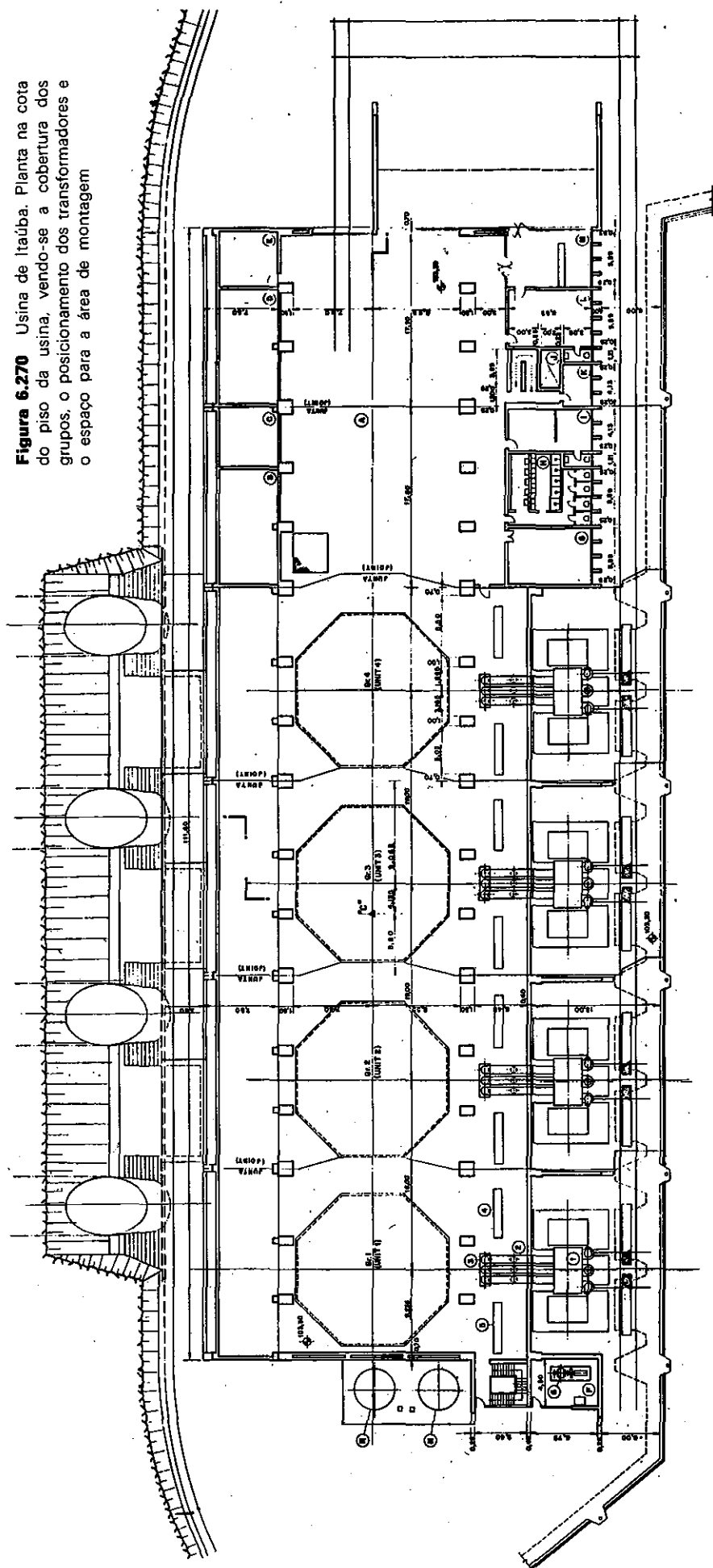


**Figura 6.268** Usina de Itaúba, no Rio Jacuí. Instalação do equipamento elétrico e dos transformadores acima dos tubos de sucção das turbinas

**Figura 6.269** Usina de Itaúba. Planta na cota dos alternadores, vendo-se a posição dos barramentos blindados



**Figura 6.270** Usina de Itaipua. Planta na cota do piso da usina, vendo-se a cobertura dos grupos, o posicionamento dos transformadores e o espaço para a área de montagem



## 7 USINAS REVERSÍVEIS OU DE ACUMULAÇÃO POR BOMBEAMENTO

### 7.1 GENERALIDADES

Na Seção 3.2, foi mencionado que, desde o ano de 1960, a instalação de usinas reversíveis encontra-se, em todo o mundo, em desenvolvimento muito rápido, e concomitantemente surgiram muitos problemas especiais, tanto na parte eletromecânica quanto na parte civil.

A literatura sobre esse problema cresceu na mesma escala. Mencionamos a esse respeito os "Proceedings" da Conferência Internacional sobre esse assunto, em Milwaukee, no ano de 1971\*, e as publicações na revista "Water Power", principalmente no ano de 1970. A descrição de todos os problemas e detalhes de uma usina reversível poderia compor um livro especial, mas, no conceito do presente trabalho, cabe apenas um tratado sumário e mais esquemático do assunto, visando principalmente as condições topográficas e hidrológicas do Brasil.

Cabe aqui mencionar que na Europa, na década de 1920 a 1930, foram construídas as primeiras usinas reversíveis de pequena potência, e que o Brasil já possui uma usina reversível, a de Pedreira, na represa Billings no sistema da São Paulo-Light. Nos anos de 1939 a 1953, foram instaladas cinco turbinas Francis reversíveis para uma queda de cerca de 28 m.

Nas estações de recalque de Sta. Cecilia, no Rio Paraíba, e de Vigário, no Rio Pirai, que fazem parte do sistema da Rio-Light e bombeiam a água do Rio Paraíba para o reservatório de Vigário, de onde alimentam as turbinas de Forçacava, no Ribeirão das Lajes, sob queda de mais de 300 m, foram instaladas bombas que podem trabalhar como turbinas se eventualmente, no futuro, for necessário.

### 7.2 FINALIDADE DAS USINAS REVERSÍVEIS

#### 7.2.1 PAPEL DAS USINAS REVERSÍVEIS NO SUPRIMENTO DO DIAGRAMA DE CARGA

A variação da carga durante as 24 h do dia, de que trata o item 4.4.1, pode ser atendida, com bom rendimento econômico, pelas usinas com turbinas a gás ou turbinas hidráulicas, as últimas quando o reservatório tem volume útil suficientemente grande para acumular a

\*A bibliografia anexa aos *Proceedings* enumera 470 publicações sobre esse problema, entre 1960 a 1971

água durante os períodos de pequena carga e turbiná-la durante as cargas altas. Essa compensação pode ser diária ou semanal, aproveitando-se da carga reduzida, durante os fins de semana, para a acumulação da água.

As usinas hidrelétricas a fio d'água, as usinas térmicas a vapor seriam aproveitadas da melhor maneira e com o maior rendimento se pudessem trabalhar, dia e noite, com potência constante, em vez de reduzir a potência durante as horas de pequena carga e deixar passar a água pelo vertedouro das usinas hidrelétricas a fio d'água ou apagar as caldeiras das usinas térmicas a vapor, deixar esfriá-las e ascendê-las outra vez de manhã, o que significa um desperdício de combustível e conseqüentemente de dinheiro. Porém, para isso, deve existir a possibilidade de acumular a energia não absorvida pelo consumo durante as horas de pequena carga.

Desde o início desse século, por isso, foram estudados projetos para a acumulação da energia durante os períodos de pequena carga. A acumulação elétrica precisa de conversão da corrente alternada em contínua, grandes baterias e reconversão em alternada. O engenheiro sueco Ruths inventou a acumulação do calor em usinas térmicas. Porém esses métodos podem ser aplicados apenas em redes elétricas de pequena potência, devido ao grande tamanho das instalações necessárias e, por outro lado, devido a seu baixo rendimento, foram logo abandonadas.

Outro método de acumulação de energia consiste na acumulação hidráulica: a energia elétrica que sobra durante os períodos de pequena carga na rede elétrica é aproveitada para bombear água para um reservatório superior, de onde volta, durante os períodos de grande carga, para um reservatório inferior impelindo as turbinas.

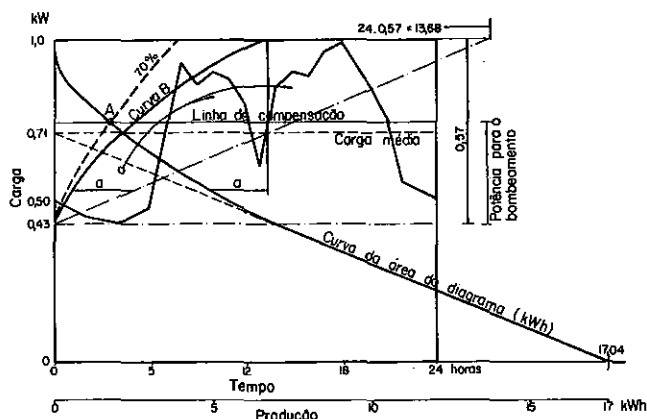
Os reservatórios podem ser construídos independentes de um rio, de modo que um certo volume d'água oscila entre os dois reservatórios e é necessário apenas um pequeno afluxo para restituir as perdas por evaporação e infiltração; ou podem ser formados pelas barragens construídas sobre um rio para uma usina hidrelétrica de ponta. Nesse caso, durante a noite, as turbinas param e a água é rebombeada para o reservatório superior, aumentando-se, assim, a descarga da turbina durante as horas de ponta de carga.

Note-se que em seguida vamos utilizar as palavras turbinas e bombas, mesmo quando se trata de turbinas reversíveis.

A energia absorvida pelas bombas não pode ser recuperada completamente na operação das turbinas por causa das perdas nos motores, nas bombas, nas

tubulações, etc., e vice-versa, nas turbinas e nos geradores. O fator de rendimento dessa operação, nas instalações modernas, importa em cerca de 70%. Em compensação, a energia noturna é muito barata (nas usinas hidrelétricas a fio d'água é praticamente de graça) e a energia fornecida nos picos de carga relativamente valiosa.

A Fig. 7.1 mostra um método para a localização no diagrama da produção das usinas reversíveis e a determinação da potência a ser instalada nas bombas um pouco maior que potência média, caso as outras usinas interligadas puderem fornecer potência durante 24 h. A figura apresenta um diagrama unitário (com a ponta máxima de carga igual à unidade) com fator de carga igual a 0,71 e nela está traçada a curva da área do diagrama em kWh: para cada reta horizontal, a curva indica a área da parte do diagrama situada acima dessa horizontal. A curva *B* representa a energia, em kWh, disponível para o bombeamento, acima do ponto mais baixo do diagrama. O modo de se traçar essa curva está indicado na figura. Levando-se em conta que o fator de rendimento da operação das bombas e turbinas é apenas de 70%, traça-se outra curva para 70% da curva *B*. A interseção dessa curva com a curva das áreas define a posição da linha de compensação.



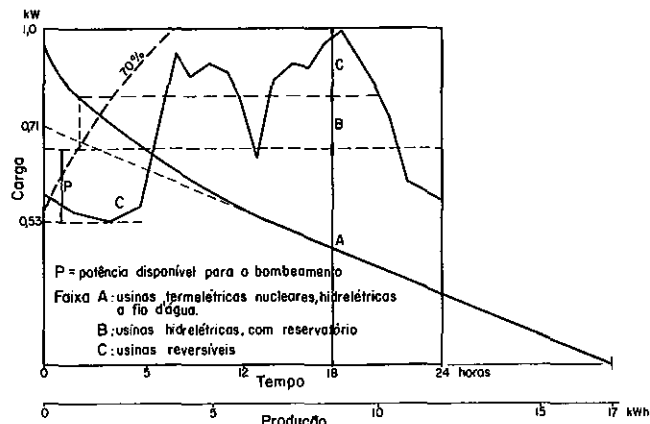
**Figura 7.1** Diagrama de produção mostrando a posição das usinas reversíveis e a potência a ser instalada nas bombas

Esse caso ideal de compensação completa raras vezes existe na prática nos conjuntos de muitas usinas interligadas, principalmente quando não existem as usinas reversíveis com a potência necessária. A Fig. 7.2 mostra, em forma auto-explicativa, o método a ser aplicado nos casos em que a potência disponível para o bombeamento não é suficiente para a compensação completa.

## 7.2.2 OUTRAS FINALIDADES DAS USINAS REVERSÍVEIS

Outro tipo de acumulação por bombeamento, que aplicado principalmente nos países Alpinos, será mencionado sumariamente. Na Suíça, por exemplo, onde o consumo de energia elétrica é fornecido quase exclusivamente por usinas hidrelétricas, durante o inverno, as precipitações caem em forma de neve que não derrete por causa das baixas temperaturas e a vazão dos rios cai ao mínimo, enquanto o consumo de energia alcança o máximo. O contrário acontece no verão. Nas usinas

hidrelétricas com reservatórios para regularização anual ou plurianual do deflúvio, com casas de forças situadas na margem de um rio cuja vazão não ou só parcialmente é captada pelo reservatório, são instaladas bombas que, durante o período de cheia, bombeiam água do rio para o reservatório, aumentando a acumulação natural. Existem usinas que, apenas durante 1 600 h das 8 400 do ano, estão gerando energia elétrica. A Fig. 7.3 ilustra a operação de uma usina desse tipo.



**Figura 7.2** Método aplicado no diagrama de produção a ser utilizado no caso em que a potência disponível para bombeamento não seja suficiente para a compensação completa

As condições hidrológicas no Brasil são semelhantes, cheias no verão e estiagem no inverno, mas existem poucas usinas desse tipo, onde exista na saída das turbinas um rio com bacia hidrográfica independente, como por exemplo, Capivari-Cachoeira no Paraná ou Cubatão da São Paulo-Light.

A maior parte das usinas no Brasil têm reservatórios de volume suficiente para a compensação diária ou semanal e os rios são aproveitados por usinas em cascata, de modo que o remanso de uma barragem alcança a saída das turbinas da usina de montante. Um rebombeamento d'água, como foi descrito anteriormente, seria possível pressupondo-se que as oscilações do nível d'água na barragem de jusante fossem tão pequenas que garantissem sempre o afluxo d'água às bombas da usina de montante. As usinas hidrelétricas, desse modo, podiam suprir as pontas do diagrama, mesmo quando a construção de usinas nucleares vierem a aumentar o fornecimento de energia de base, nos casos em que a potência instalada nas usinas hidrelétricas o permitir, ou se a instalação adicional de turbinas reversíveis for possível.

Mas as condições geográficas do Brasil têm particularidade especial: os grandes potenciais hidrelétricos encontram-se no interior do país, longe dos centros de consumo, numa distância de mais de 1 000 km. A transmissão da energia de ponta, em tais distâncias exige investimentos enormes e provoca grandes perdas. Em cada caso deve ser estudado se a redução da potência instalada, nessas usinas, para fornecimento de energia de base e conseqüentemente da capacidade das linhas de transmissão, justifica a construção de usinas reversíveis perto dos centros de consumo. Nas montanhas do Brasil, principalmente no Leste do país, existem muitas possibilidades de implantação de tais usinas com grande queda, e por isso, relativamente econômicas.

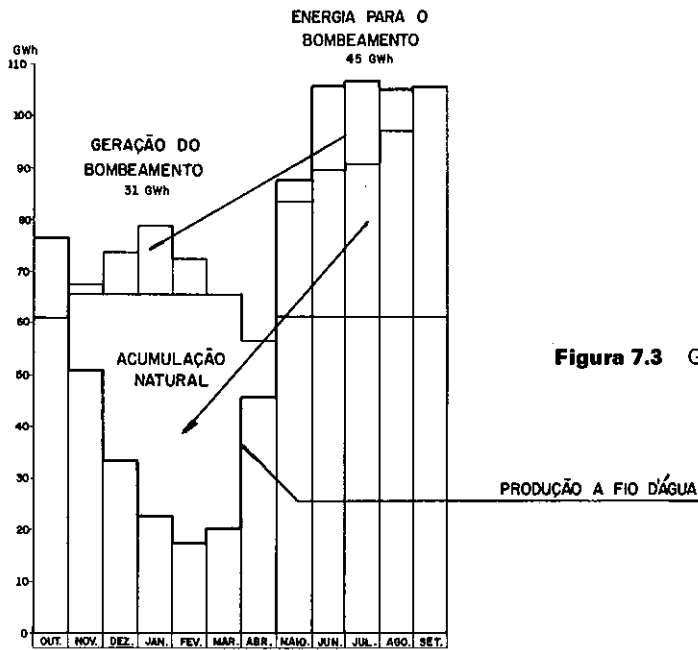


Figura 7.3 Gráfico anual da operação de uma usina reversível

Salienamos que, nestes itens, as usinas reversíveis foram descritas apenas de maneira sucinta; para se entrar em maiores detalhes precisa-se de um estudo mais profundo.

### 7.3 PROJETO DE UMA USINA HIDRELÉTRICA REVERSÍVEL

#### 7.3.1 GENERALIDADES

O projeto dos órgãos componentes de uma usina reversível, como a tomada d'água, os órgãos adutores, tubulações adutoras ou túneis sob pressão, tubulações forçadas ou poços forçados, não difere do de uma usina convencional. Apenas os órgãos adutores devem ser dimensionados com muito cuidado, porque as perdas de carga neles influem consideravelmente no rendimento da usina e as perdas causadas pelo bombeamento acumulam-se às operações das turbinas. As turbinas e os geradores serão tratados em um item a seguir.

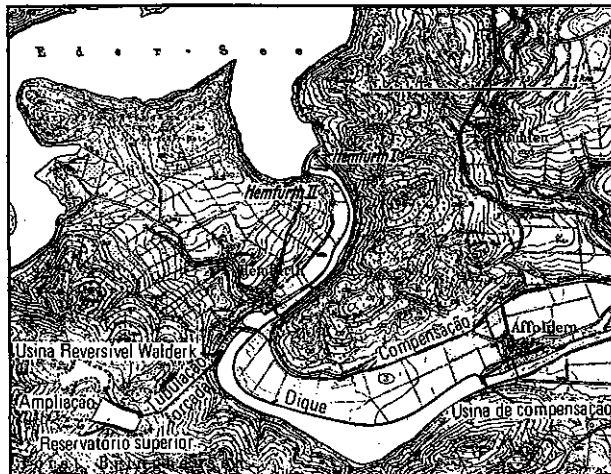


Figura 7.4 Usina reversível e usina de compensação com seus reservatórios artificiais

As usinas hidrelétricas convencionais podem ser transformadas em reversíveis se as bacias de acumulação, tanto a superior quanto a inferior, tiverem volumes úteis suficientes.

Nos casos em que o remanso do reservatório da próxima usina de jusante alcança, mesmo sob depleção máxima, a saída dos tubos de sucção das turbinas da usina, o projeto de uma usina reversível se distingue do da usina convencional somente pelas máquinas a serem instaladas. No caso contrário, o reservatório inferior deve ser criado pela construção de uma pequena barragem.

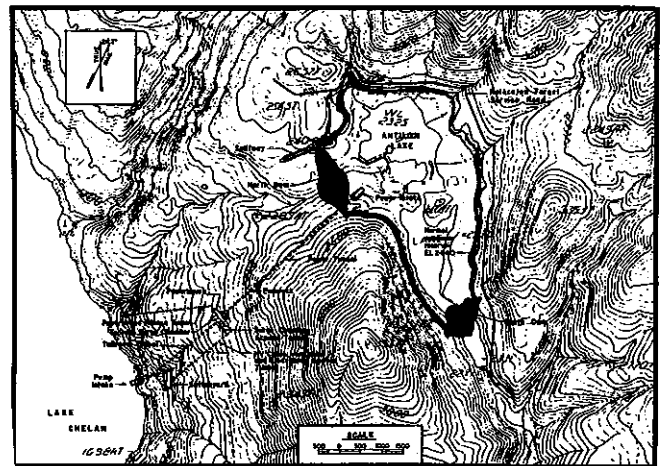


Figura 7.5 Bombeamento da água de um lago para um reservatório artificial, para posterior aproveitamento

Como geralmente deve ser liberada uma certa vazão mínima para não secar completamente o rio, prejudicando a região de jusante, muitas vezes é construída, junto com a barragem, uma pequena usina que aproveita essa vazão para a geração de energia. A Fig. 7.4 serve de exemplo. A barragem principal foi construída nos primeiros anos deste século e já no ano de 1928 foi construída a segunda usina (Hemfurth II), como

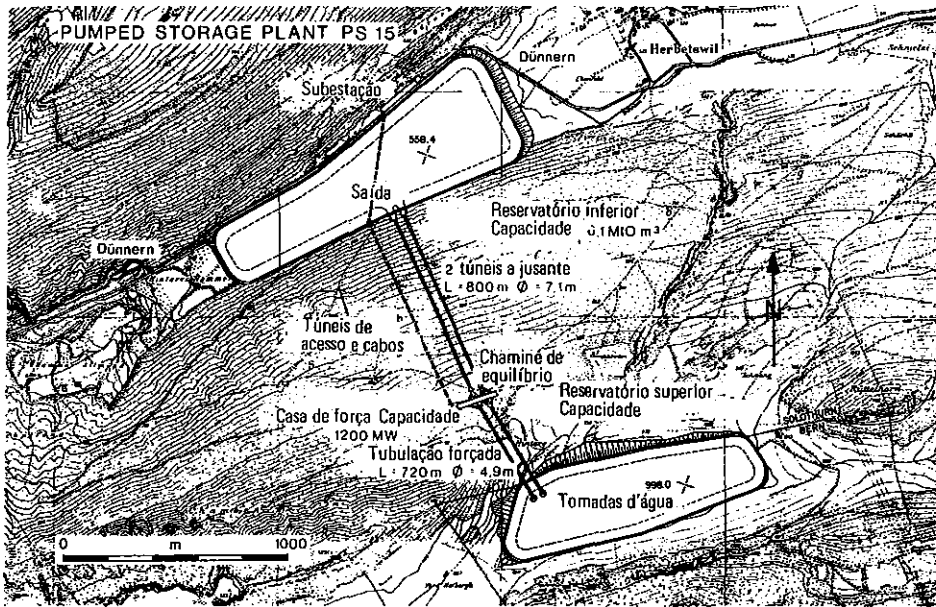


Figura 7.6 Reservatório artificial superior para armazenamento

usina reversível. Com o crescimento da carga de ponta surgiu a necessidade de se implantar mais uma usina reversível. Nos anos de 1929 a 30 foi construída a Usina da Waldeck — uma usina reversível independente — a barragem de Affoldern com a pequena usina e o reservatório inferior, em conjunto com o dique lateral que protege as áreas valiosas ao longo do rio contra a inundação.

O modo de formar os reservatórios depende das condições topográficas. Raramente a natureza oferece a possibilidade do aproveitamento de dois lagos naturais cujo volume pode ser eventualmente aumentado pela construção de barragens, como mostra a Fig. 7.5.

Se for possível, o reservatório inferior é formado por uma barragem que fecha o vale de um rio (Figs. 7.4 e 7.6). Nos casos em que uma densa povoação ou outros fatos impedem a inundação das áreas necessárias para a formação do reservatório, constrói-se uma bacia artificial, em parte por escavação e em parte pela construção de diques, utilizando-se para isso o material escavado (Figs. 7.7 e 7.8), ou aproveitando-se uma depressão natural (Fig. 7.9).

O reservatório superior, na maioria dos casos, é artificial (Figs. 7.4, 7.6, 7.7 e 7.8). Os diques que formam o reservatório são projetados sob os mesmos critérios que valem para as barragens de terra ou de enrocamento. Para a impermeabilização dos taludes internos e do fundo, usa-se sempre, em escala maior, o concreto asfáltico. As tomadas d'água no reservatório superior podem ter a forma das Figs. 6.99, 6.101 ou 6.105.

Cabe aqui mencionar que nos últimos tempos apareceram, na literatura especializada, propostas para se construírem usinas reversíveis completamente subterrâneas. O reservatório inferior seria formado por uma série de túneis intercomunicados, escavados em profundidade adequada abaixo da superfície da terra. Para a casa de força seria escavada uma caverna. O reservatório superior pode ser formado por túneis ou aproveita-se um reservatório superficial existente. Tal solução foi proposta principalmente em conjunto com uma usina nuclear subterrânea.

### 7.3.2 MÁQUINAS DAS USINAS REVERSÍVEIS

Os estudos e pesquisas no que diz respeito às máquinas das usinas reversíveis ainda estão em pleno desenvolvimento. O intuito deste capítulo é o de apresentar uma descrição geral e sucinta das soluções possíveis, aplicadas no passado e atualmente, sem entrar

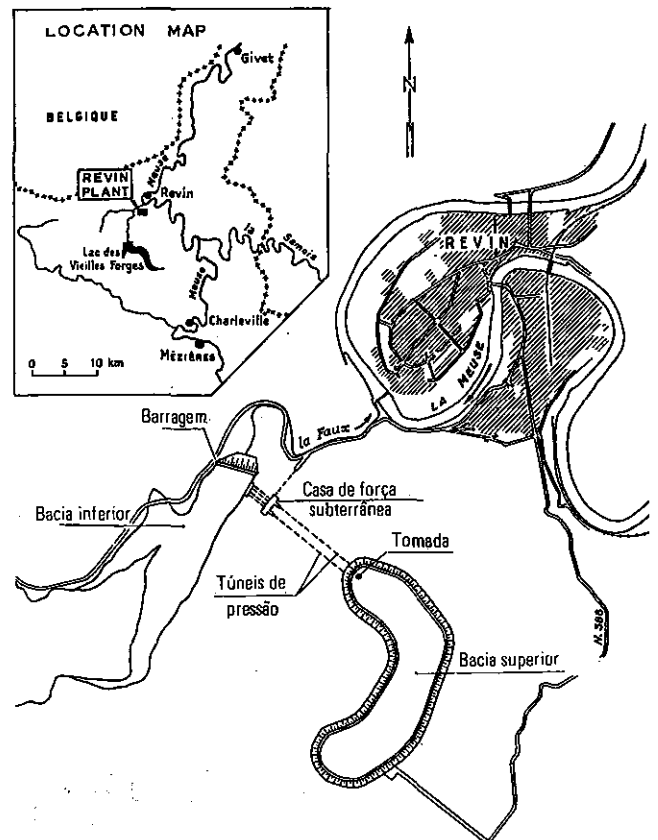


Figura 7.7 Usina reversível com bombeamento para reservatório superior artificial



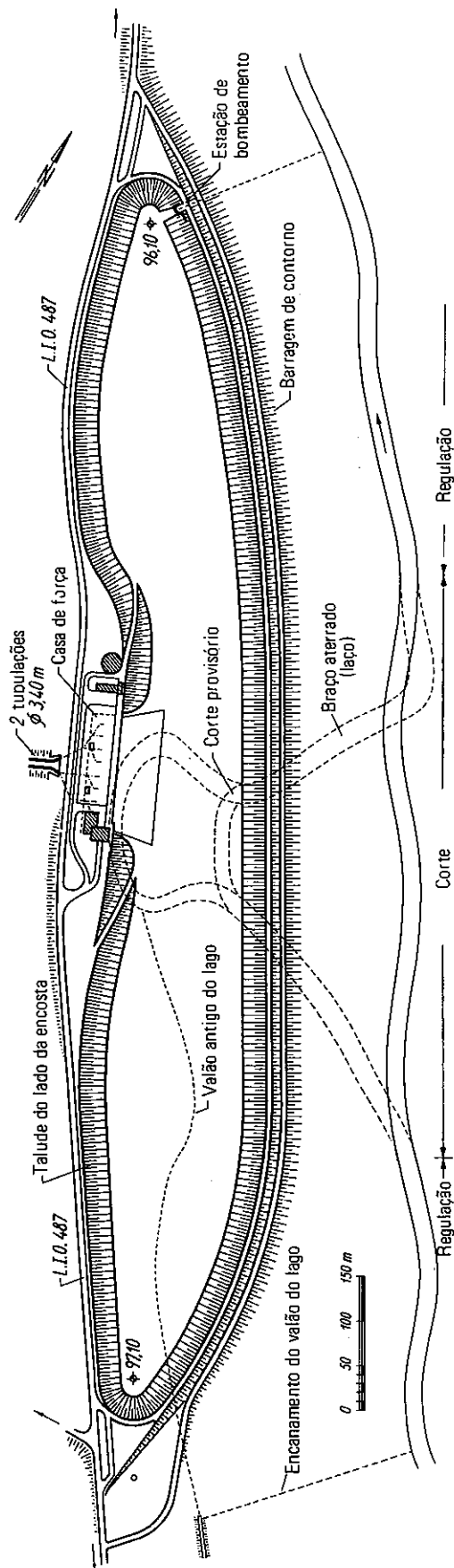


Figura 7.8 Reservatório artificial para armazenamento de água

em detalhes das construções e instalações mecânicas e elétricas.

A solução mais primitiva do problema seria a instalação de uma unidade geradora composta de uma turbina e um gerador e outra composta de um motor e uma bomba. Tanto a turbina quanto a bomba podem ser projetadas com os parâmetros mais adequados e o tempo de arranque e da mudança da operação da bomba para a da turbina e vice-versa é a mais curta possível. Porém tal instalação é a mais cara e, por isso, foi raras vezes aplicada.

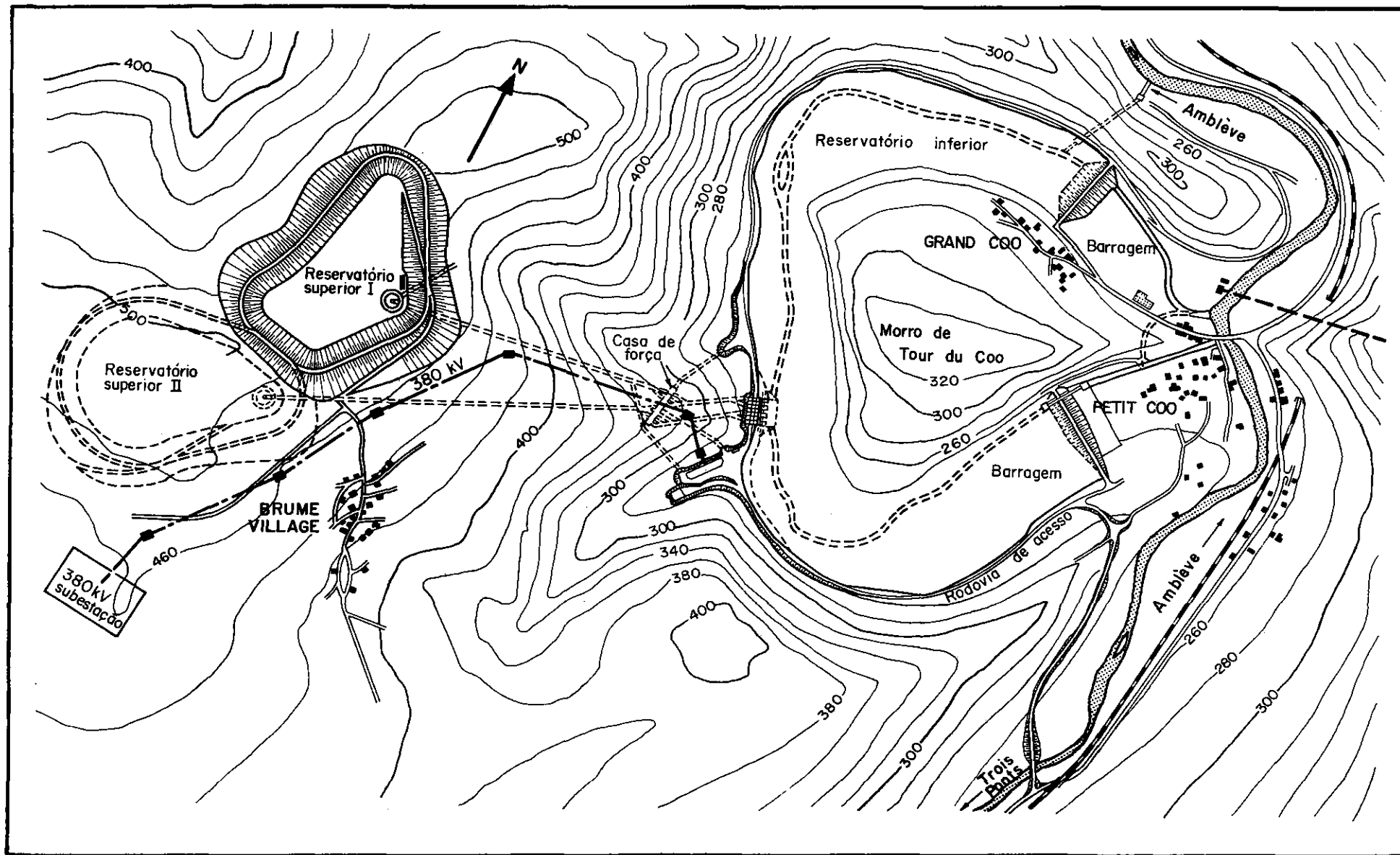
O próximo passo, para simplificar e baratear a maquinária, seria o de usar uma só máquina elétrica tanto funcionando como gerador acoplada à turbina, como também de motor, acoplado à bomba. A Fig. 7.10 apresenta o corte longitudinal de uma unidade turbina Francis, de um motor/gerador e de uma bomba gêmea de dois estágios, para uma queda de cerca de 300 m, com eixo horizontal. Durante a operação da turbina-gerador, a bomba é desacoplada para se evitarem as perdas por atrito e o aquecimento. Durante a operação motor-bomba, a turbina é esvaziada por meio de ar comprimido e todas as partes sujeitas à fricção devem ser refrigeradas por água. Entre o motor e a bomba está intercalada uma pequena turbina Pelton que acelera a bomba para pô-la em marcha até alcançar a velocidade síncrona. Depois será engatado o acoplamento dentado, que está montado junto à pequena turbina de arranque, e a bomba pode entrar em operação sob carga. A turbina de arranque pode ser substituída por um motor elétrico.

As bombas precisam de uma pressão d'água, no lado de sucção, muito maior que as turbinas. Por isso, devem ser colocadas em grande profundidade, abaixo do nível mínimo d'água de jusante. Nos casos em que a casa de força se encontra em uma caverna, esta localização não implica num aumento do custo das obras civis, como mostra a Fig. 7.11. Mas se a casa de força é construída a céu aberto, prefere-se a instalação da unidade com eixo vertical com a bomba na extremidade inferior do eixo.

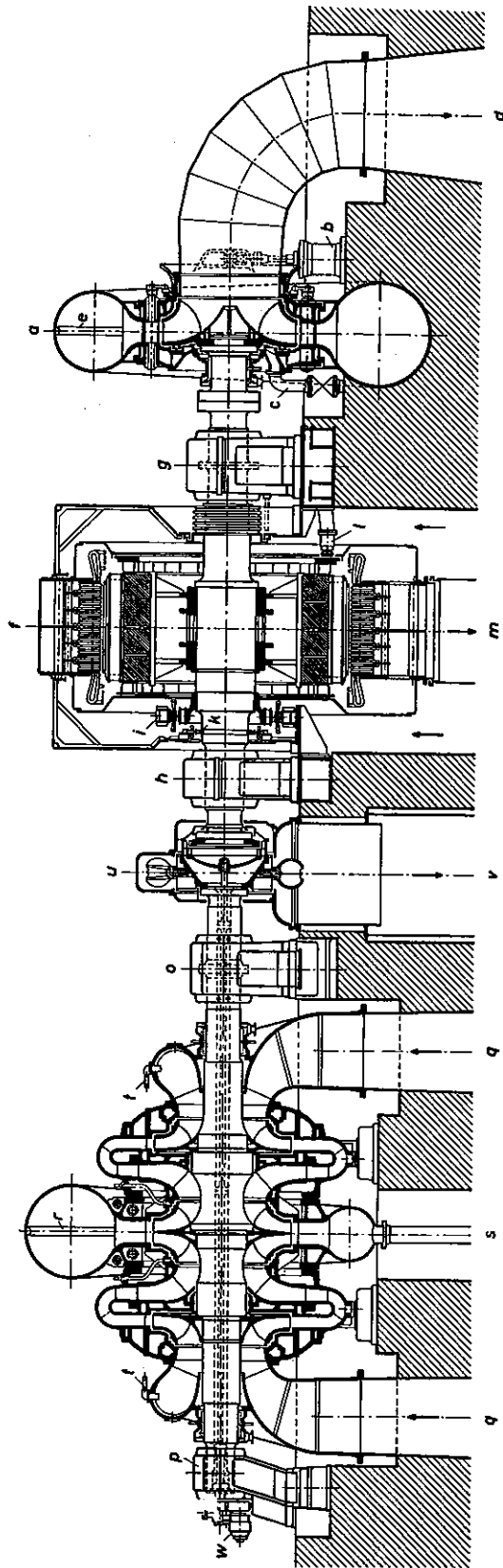
Turbinas Pelton geralmente devem ser colocadas acima do nível d'água máximo de jusante e as bombas em grande profundidade, abaixo desse nível. Por isso o poço, no qual deve ser instalada a bomba, seria muito grande e a ligação da bomba à tubulação forçada relativamente dispendiosa. Com a finalidade de economizar os investimentos para essas obras, coloca-se uma bomba auxiliar na extremidade inferior do tubo de sucção da bomba, que está situada logo abaixo do canal de fuga da turbina Pelton. A bomba auxiliar produz a pressão d'água na entrada da bomba, necessária para eliminar o perigo de cavitação. Dessa maneira deve ser escavado apenas um poço de diâmetro pequeno para essa bomba (Fig. 7.12).

### 7.3.3 TURBINAS REVERSÍVEIS

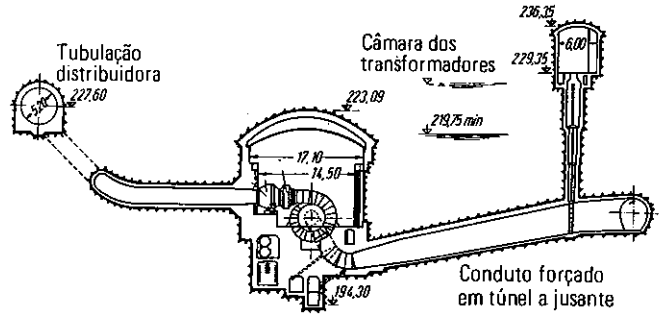
Sob quedas maiores de cerca de 600 m, as turbinas devem ser do tipo Pelton e conseqüentemente será aplicado o arranjo com três máquinas: turbina, motor-gerador e bomba.



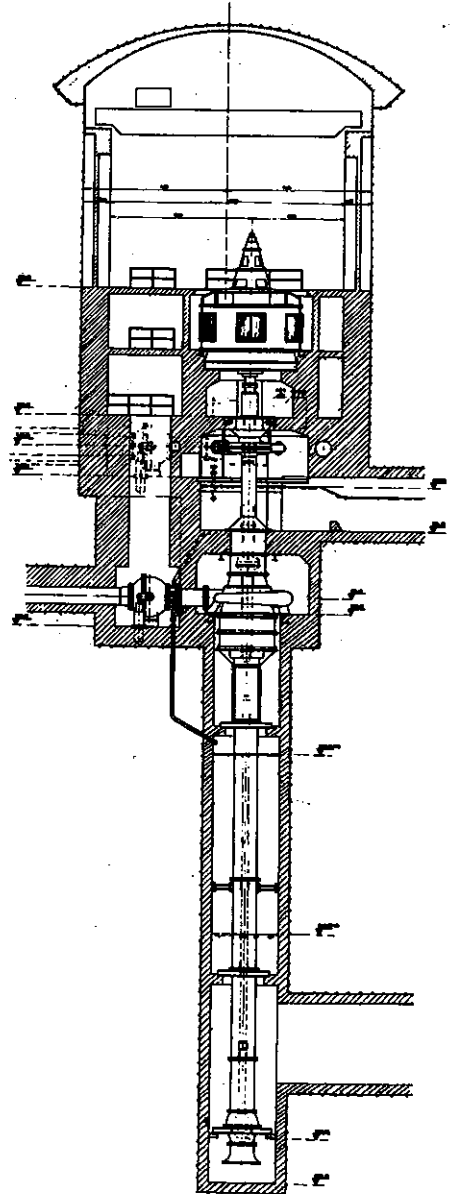
**Figura 7.9** Aproveitamento de uma depressão natural do terreno para armazenamento da água



**Figura 7.10** Unidade geradora de uma usina reversível, com turbinas Francis, motor gerador e bomba gêmea de dois estágios



**Figura 7.11** Arranjo de usina reversível em caverna



**Figura 7.12** Usina reversível, com turbinas Pelton e bomba com eixo vertical

O desenvolvimento dos projetos das usinas reversíveis com queda menores tende atualmente para a aplicação de unidades com só duas máquinas: motor-gerador e turbina reversível. As pesquisas e estudos efetuados pelos fabricantes aperfeiçoaram a construção

das turbinas de reação, de modo que atualmente podem trabalhar como bombas com bom rendimento em cada uma das duas operações. A vantagem econômica parece óbvia: a instalação de apenas uma máquina hidráulica. Mas, por outro lado, a parte elétrica é mais cara e mais complicada.

Na transição da operação da turbina para a da bomba e vice-versa, a direção de rotação deve ser invertida, o que exige instalações elétricas adicionais e uma construção especial da ventilação do gerador e do mancal de escora, cuja lubrificação e refrigeração devem ser garantidas para ambas as direções de rotação.

Para se obterem os melhores rendimentos do conjunto, o número de rotações, na operação como turbina, deveria ser diferente da operação como bomba. Isso exigiria uma construção especial para o motor-gerador, o que aumentaria muito o preço da máquina que, por isso, raras vezes foi projetada.

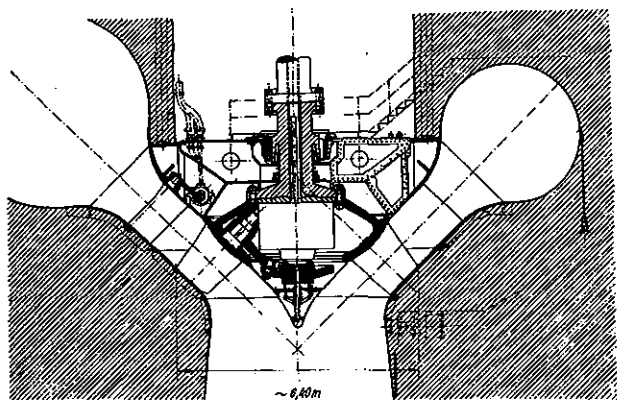


Figura 7.13 Turbina de fluxo diagonal, tipo Dériaz

Teoricamente todos os tipos de turbinas de reação podem ser transformados em reversíveis. Além dos dois tipos convencionais de Francis e Kaplan, foi inventado mais um tipo denominado, com o nome de seu inventor, de Dériaz. Tendo como característico a direção do fluxo d'água no rotor, pode-se classificar as turbinas em: de fluxo axial, tipo Kaplan; de fluxo radial na entrada e

axial na saída, tipo Francis; e de fluxo diagonal, tipo Dériaz, que representa uma modificação da turbina Kaplan, tem pás móveis, mas a posição da caixa espiral e das pás produz a menor mudança da direção do fluxo d'água (Fig. 7.13).

No gráfico da Fig. 7.14 que indica a relação entre a queda e a velocidade específica, estão traçadas as três linhas que marcam as faixas da queda e das velocidades específicas que pertencem aos três tipos de turbinas reversíveis.

O tipo Kaplan está aplicado, ao que se saiba, nas turbinas tubulares, principalmente na Rússia. As pás do rotor podem ser viradas completamente até a posição oposta, de modo que a turbina pode trabalhar como bomba, sem que a direção da rotação deva ser mudada.

As primeiras turbinas reversíveis do tipo Dériaz estão em operação, desde o ano de 1957, na usina reversível Sir Adam Beck, em Niagara, no Canadá, e desde esta época foram instaladas várias, principalmente no Japão. A maioria das usinas reversíveis está equipada com turbinas/bombas do tipo Francis que aproveitam quedas de 30 m a 520 m, com potência de até 200 MW. A usina com queda mais alta, de 525 m, é a de Montezuma nos EUA, na qual serão instaladas quatro unidades, com um total de 500 MW de potência. A usina deve entrar em operação no ano de 1978, e estão projetadas outras com capacidade de 2 000 MW.

A bomba pode ser acelerada, desde a posição parada até alcançar a velocidade síncrona, por um motor auxiliar (*pony-motor*). Durante essa operação, a bomba/turbina geralmente é esvaziada por ar comprimido. Nos casos em que a usina está equipada com mais de três ou quatro unidades reversíveis, pode ser econômico instalar-se uma pequena turbina com gerador que ligado ao motor/gerador principal é acelerada da parada até a velocidade síncrona da usina, aumentando simultaneamente a rotação do motor principal junto com a bomba.

Existem vários outros métodos de acelerar a bomba sem auxílio dessas instalações, mas que exigem construções especiais do motor/gerador, cuja descrição sai fora da meta deste livro.

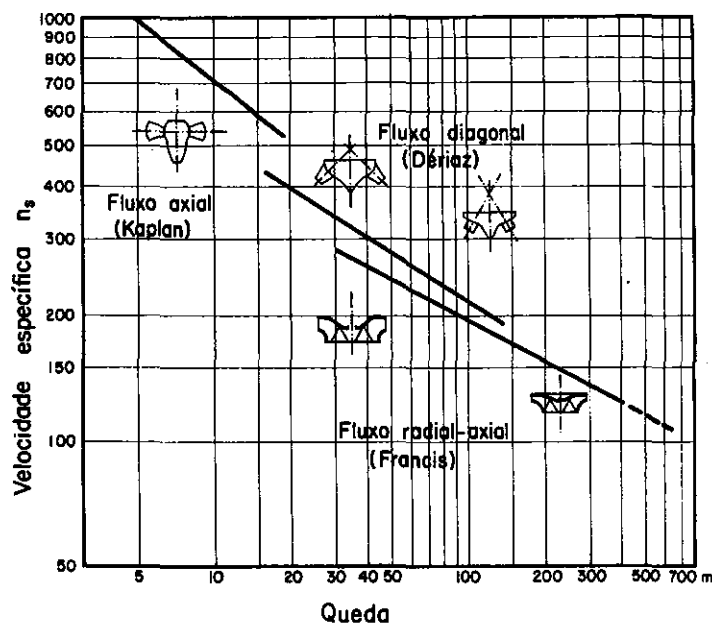


Figura 7.14 Gráfico indicando a relação entre a queda e a velocidade específica dos três tipos de turbinas reversíveis

## 8 PROVIDÊNCIAS PARA A CONSTRUÇÃO

Como foi dito nos capítulos anteriores, a finalidade do presente trabalho é a de indicar como se projeta uma usina hidrelétrica, mas não a de acompanhar sua construção. Porém grandes partes da obra devem ser construídas dentro do leito do rio, que deve ser desviado para ser possível secar essa parte, possibilitando, assim, a construção em seco. Com essa finalidade, a construção deve ser subdividida em fases para a construção, prevendo-se o desvio do rio durante a execução de uma ou mais fases. Tais exigências devem ser respeitadas no projeto.

### 8.1 FASES DE CONSTRUÇÃO E DESVIO DO RIO

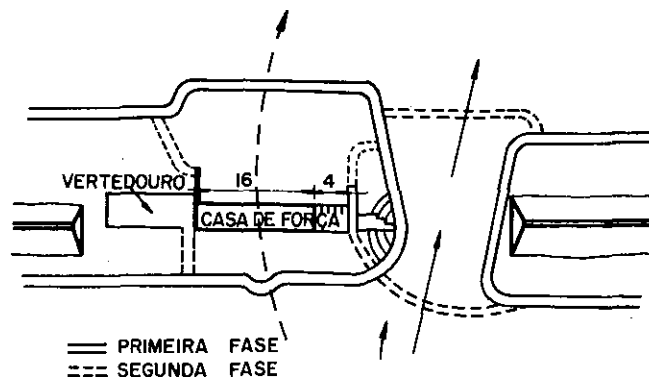
A escolha de como subdividir a construção em fases e como desviar o rio depende das condições topográficas e geológicas do local da obra, do tipo da usina e dos regimes hidrológicos e fluviométricos, principalmente da vazão máxima que deve ser esperada durante a construção da fase correspondente. Em geral, será suficiente avaliar essa vazão igual à de uma enchente com cerca de 5% de probabilidade (ou com recorrência de 20 anos). Cálculos mais detalhados podem comparar o custo do reparo dos danos causados por uma eventual inundação da obra com o aumento do custo da construção dos órgãos para o desvio do rio com uma maior capacidade.

As obras para o desvio são provisórias e devem ser, pelo menos parcialmente, destruídas ou tapadas depois de seu uso. Seu custo pode ser diminuído nos casos em que podem ser utilizadas em definitivo.

Geralmente a construção da casa de força, a montagem do equipamento e os testes das máquinas representam a parte mais demorada da obra e determinam a data da operação comercial da usina. Por isso a construção da casa de força deve ser incluída na primeira fase. Porém isto não significa uma regra absoluta, pois a concorrência para o fornecimento das turbinas, cujas dimensões determinam o projeto da infra-estrutura da casa de força, o julgamento das propostas e o prazo do fornecimento, às vezes, adiam o início da construção da casa de força, de maneira que passa a ser incluída numa fase posterior.

Pela variedade das condições do local da obra e das possibilidades de sua subdivisão em fases de construção e do desvio do rio, não é possível estabelecer regras comuns para todos os casos. Por isso serão apresentadas, nas alíneas que se seguem, alguns exemplos de usinas construídas no Brasil.

Nos rios que percorrem um vale largo e aberto, a solução do problema é indicada pela natureza. A Usina de Ilha Solteira serve de exemplo. Na primeira fase foram construídas duas ensecadeiras (Fig. 8.1), deixando-se uma abertura no meio por onde foi desviado o rio, durante a primeira fase de construção. Dentro da ensecadeira da margem direita foi construída a barragem de terra e, na margem esquerda, a casa de força, o vertedouro e a barragem de terra. A segunda fase compreende o fechamento da abertura entre as duas ensecadeiras, a abertura da ensecadeira na margem esquerda a montante e a jusante da casa de força. O desvio do rio, durante a segunda fase foi, projetado de uma maneira fora do comum, mas anteriormente aplicada na Rússia: a água do rio foi lançada pelas tomadas d'água, tubulações de adução, os vãos previstos para a montagem posterior de 16 das 20 unidades da usina e por cima dos tubos de sucção prontos.



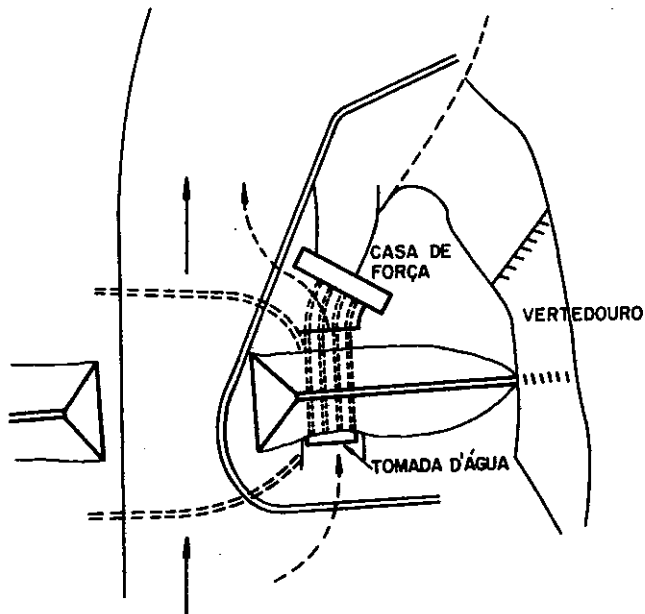
**Figura 8.1** Construção de duas ensecadeiras, deixando uma abertura no meio para desvio do rio

Na construção da Usina de Jupirá foi aplicada uma solução semelhante, porém, na segunda fase, foram aproveitadas 37 aberturas na barragem de concreto, de 8 m de altura e 10 m de vão, que, fechadas por comportas de segmento, servem, quando em operação definitiva, de vertedouro de fundo.

Na Usina de Capivara, recém-inaugurada, em princípio foi adotado o mesmo arranjo das fases de construção, como mostra a Fig. 8.2, porém, na segunda fase, o rio é desviado por tubulações forçadas que passam por debaixo da barragem e somente durante o enchimento da represa, quando as comportas na tomada d'água estão fechadas, serão ligadas as turbinas.

Em Três Marias, das oito tubulações foram utilizadas seis para o desvio do rio, durante a construção das duas primeiras unidades. Na saída, essas seis tubu-

lações foram fechadas provisoriamente por válvulas e substituídas pelas turbinas à medida das necessidades do consumo.



**Figura 8.2** Primeira fase do desvio do rio, na construção da usina de Capivara

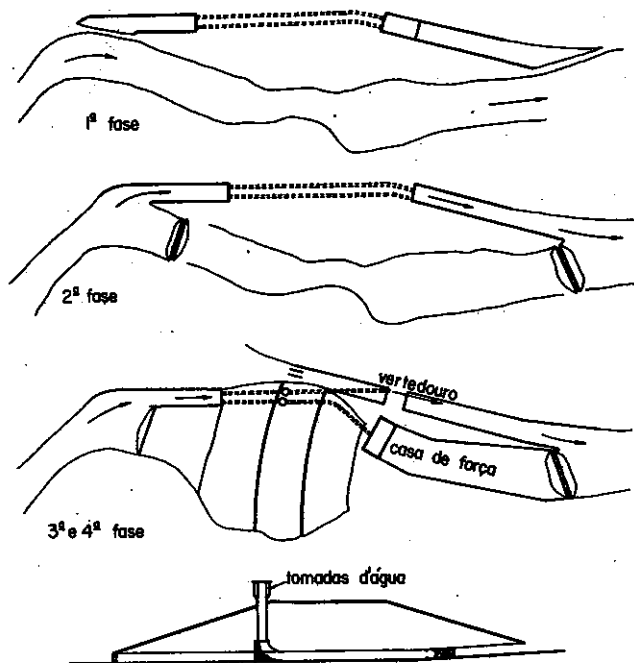
Em Xavantes (Fig. 8.3), o vale muito estreito impediu a construção de tubulações ou galerias por debaixo da barragem. Por isso foram furados dois túneis, de 9,5 m de diâmetro, que serviram de desvio do rio e, na fase final, de adutores para as turbinas. Durante o desvio desembocavam na bacia de dissipação do vertedouro. Como adutores, foram ligados de um lado às tomadas d'água em forma de poços e, por outro lado, às turbinas. Na primeira fase, foram construídos os túneis, a bacia de dissipação e o canal de fuga do vertedouro. Na segunda fase, o rio foi desviado pelos dois túneis, fechado pelas ensecadeiras de montante e de jusante, e foi começado, então, a construção da barragem do vertedouro e da casa de força. Os poços das tomadas d'água e os túneis de adução para as turbinas foram escavados até perto dos túneis principais. Na terceira fase, depois da barragem alcançar altura suficiente, o túnel número 1 foi fechado pelas comportas na entrada, e foram ligados, ao túnel 1, o poço da tomada d'água por um cotovelo de concreto armado e, às turbinas 1 e 2, o túnel de adução, que foi depois blindado até as espirais da turbina.

Quando a barragem quase alcançava a altura definitiva, o túnel número 2 foi fechado e executadas da mesma maneira as ligações correspondentes e começou o enchimento do reservatório.

Nas usinas mencionadas nesta seção, o órgão de desvio foi utilizado, no estado final, para a adução d'água às turbinas, enquanto nas usinas de Furnas (Fig. 3.9), Estreito, Itaúba e outras, serviram, apenas, à primeira finalidade e foi abandonado depois de ser tapado. Em Furnas foram construídos túneis na encosta do vale, em Estreito e Itaúba, galerias por debaixo das barragens.

Em muitas usinas com barragens total ou parcialmente de concreto, na parte do vertedouro, são pro-

jetadas aberturas provisórias para o desvio do rio, como em Jupuí, que depois são tapadas definitivamente, sem que sejam utilizadas para o escoamento de enchentes.



**Figura 8.3** Túneis de desvio da usina de Xavantes, mostrando as fases do desvio do rio

## 8.2 ENSECADDEIRAS

Em sua maioria, as ensecadeiras são construídas de terra ou de enrocamento, com núcleo ou tapete de material impermeável. Tais ensecadeiras têm grande largura causada pelos taludes necessários para sua estabilidade.

Nos casos em que, por qualquer motivo, o espaço para a colocação das ensecadeiras é limitado, podem ser usadas ensecadeiras celulares, construídas por estacas-pranchas verticais encaixadas umas nas outras e colocadas sobre o fundo do rio, formando cilindros, que são enchidos de material granuloso sem compactação. As estacas-pranchas representam o órgão vedante e o peso do enchimento assegura a estabilidade. Como regra aproximada, pode-se admitir que o diâmetro das células deve ser igual à altura.

As células vizinhas são ligadas interna e externamente por estacas formando, em planta, partes de círculo e o espaço entre eles e as células é enchido de material igual ao utilizado nas células.

Depois do término do desvio, o enchimento será removido e as estacas depois de retiradas podem ser usadas em outros lugares.

## 8.3 CÁLCULOS HIDRÁULICOS

### 8.3.1 GENERALIDADES

A altura das ensecadeiras é determinada por uma linha de 1,5 a 2,0 m acima da superfície da lâmina d'água que se forma ao longo da ensecadeira. Nas alíneas seguintes serão explicados os modos de calcular

essa superfície, porém os resultados dos cálculos são aproximados e devem ser confirmados por pesquisas em modelo reduzido.

### 8.3.2 ENSECADEIRAS PARA A PRIMEIRA FASE DE CONSTRUÇÃO

As ensecadeiras estreitam o leito do rio formando um canal entre a ensecadeira e a margem do rio (Fig. 8.3), que pode ser alargado por escavação, ou entre duas ensecadeiras (Figs. 8.1 e 8.2). A água é acelerada na extremidade superior desse canal, percorre-o com velocidade relativamente grande e é retardada, na extremidade inferior, à velocidade no rio correspondente à descarga de desvio. O cálculo da lâmina d'água é feito partindo do nível d'água de jusante, tirada da curva-chave para a descarga de desvio, e progride conforme foi explicado na Sec. 3.1.

As transições do rio para o canal e do canal para o rio são muito bruscas e, por isso, aconselha-se adotar o fator  $\alpha$ , na fórmula

$$\frac{v_n^2 - v_{n+1}^2}{2g} \cdot \alpha,$$

igual a 1,1 no caso de aceleração, e igual a 0,4, no caso de retardamento (Fig. 8.4).

### 8.3.3 ENSECADEIRAS PARA O DESVIO NA SEGUNDA FASE DE CONSTRUÇÃO

Na segunda fase, o rio será desviado por túneis, galerias, tubulações ou por adufas em barragens de concreto. Hidraulicamente esses tipos diferem, apenas, por seu comprimento entre a tomada d'água e a saída e podem ser tratados de maneira semelhante. Nas alíneas seguintes o termo "galeria" compreende também túneis, tubulações ou adufas.

A velocidade da água nas galerias, por via de regra, é supercrítica e, antes de mais nada, é verificada

pela fórmula

$$v_2 = \frac{t}{2} + \sqrt{\left(\frac{t}{2}\right)^2 + \frac{2tv_1^2}{g}},$$

onde

$t$  = espessura do jato d'água saindo da galeria, igual à altura da galeria.

$v_1$  = velocidade d'água na galeria,

se a profundidade d'água a jusante é suficiente para a formação do ressalto.

#### 8.3.3.1 Quando não se forma o ressalto

A superfície d'água é ondulada e turbulenta e o nível d'água a jusante teoricamente não tem influência sobre o jato d'água saindo da galeria (Fig. 8.5). Para se determinar o nível d'água a montante são adicionadas à cota do teto da galeria, na sua extremidade inferior, a perda de carga por atrito na galeria,

$$h_a = L \left( \frac{v_1}{k \cdot R^{2/3}} \right)^2,$$

a perda de carga na entrada,

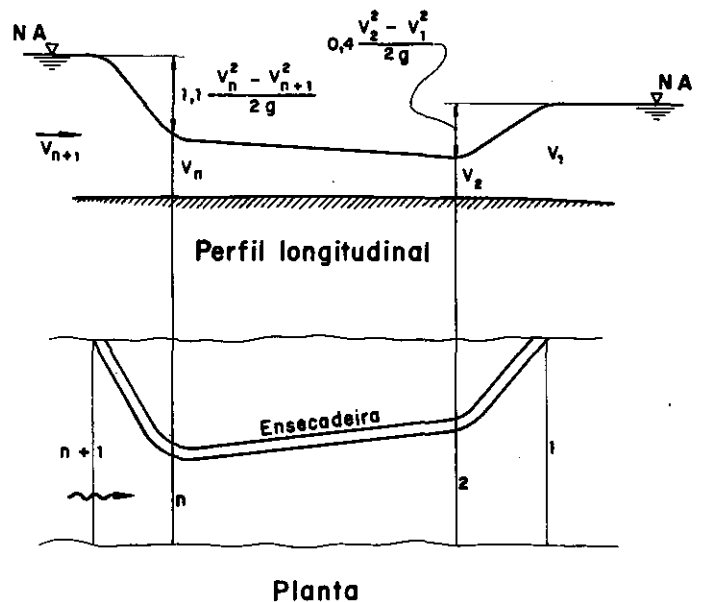
$$h_c \approx 0,3 \frac{v_1^2}{2g},$$

e a altura de velocidade,

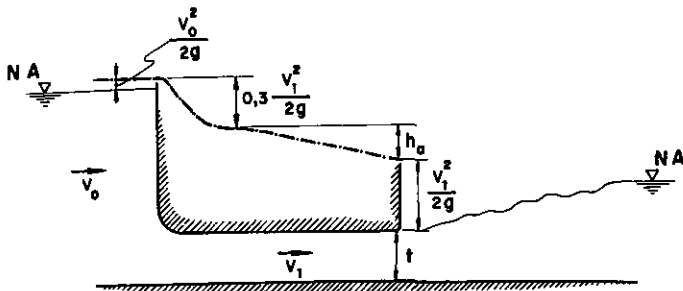
$$h_v = \frac{v_1^2}{2g}.$$

Porém a galeria muitas vezes não desemboca num canal com a largura da galeria, mas sim no leito do rio com largura muito maior, de modo que, devido aos remoinhos verticais que se formam lateralmente, entra água por cima do jato d'água exercendo uma contra-pressão. Então as perdas de carga devem ser aumentadas pela diferença de altura entre o teto da galeria e o nível

Figura 8.4 Transição do rio para o canal de uma ensecadeira e do canal para o rio



d'água que se formou acima do jato d'água e pode ser determinado, somente, no modelo reduzido.



**Figura 8.5** Indicação do nível d'água de uma ensecadeira quando não se forma o ressalto

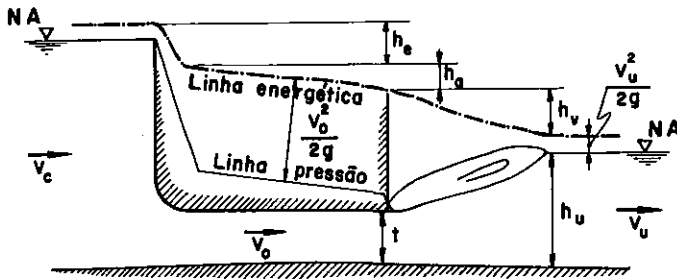
### 8.3.3.2 Quando se forma o ressalto

O rolo d'água do ressalto cobre parcialmente a saída da galeria e o nível d'água a montante é calculado pela maneira indicada na Fig. 8.6, onde

$$h_u = \frac{v_0^2 - v_u^2}{2g} - h_u + h_u^2 - \frac{2h_u}{g} (v_0 v_u - v_u^2),$$

pressupondo-se que o ressalto seja formado dentro do canal de fuga, com largura constante e igual à da saída da galeria e com o fundo na cota do fundo da galeria.

Essa fórmula pode ser usada, também, quando a velocidade na galeria é subcrítica.



**Figura 8.6** Indicação do nível d'água a montante de uma ensecadeira quando se forma o ressalto



## 9 VIABILIDADE ECONÔMICA DO PROJETO

### 9.1 GENERALIDADES

Para se verificar a viabilidade econômica do projeto de uma usina hidrelétrica, usualmente seu preço é calculado por kW instalado. Esse método é bastante sumário, pois a potência instalada depende do fator de carga e, por isso, o custo do kW instalado da mesma usina projetada como usina de ponta com grande potência instalada é muito mais baixo que projetado como usina de base, apesar de a produção da usina permanecer a mesma. Assim, pode-se comparar apenas duas usinas com o mesmo fator de capacidade.

Com essa finalidade pode ser aplicado o seguinte método: verifica-se a potência firme da usina dividindo-a pelo fator de carga válido para todas as usinas a serem comparadas, chegando-se, assim, a potência de referência.

Um método mais exato consiste na avaliação do custo da geração da energia, ou, em outras palavras, no custo do kWh gerado na usina.

Os elementos da apreciação da viabilidade são então:

os investimentos, isto é, todas as despesas necessárias para a construção da usina até sua entrada em operação;

- as despesas anuais;
- a geração em kWh/ano.

### 9.2 INVESTIMENTOS

A especificação seguinte compreende todas as despesas que podem ser necessárias para a construção de uma usina hidrelétrica. Em cada caso específico serão definidos quais dos itens mencionados não serão levados em conta no projeto em apreço.

#### 9.2.1 CUSTO DA CONSTRUÇÃO

Esse custo, além dos gastos para a construção dos vários componentes da usina, como barragem, vertedouro, casa de força, equipamento eletromecânico, etc., compreende também todas as obras suplementares, como as vias de acesso e todas as obras na área do futuro reservatório:

- limpeza e desmatamento;
- demolição de edificações;
- transferência da população;
- proteção das margens;

(às vezes) proteção de terreno muito valioso por diques e construção de estações de bombeamento; deslocamento de rodovias e ferrovias, de linhas de transmissão, telegráficas e telefônicas.

A este item pertencem também:

- edifícios para a administração;
- edifícios de operação e manutenção como garagens, almoxarifados, etc.;
- vilas residenciais para o pessoal da operação;
- abastecimento de água e esgotos;
- postos fluviométricos e aparelhos para medições de descarga;
- rede elétrica interna;
- telecomunicações.

#### 9.2.2 CUSTO DOS TRABALHOS PREPARATÓRIOS

Alguns dos itens indicados em seguida podem deixar de ser incluídos nos gastos, pois os dados correspondentes já existem ou estão disponíveis, na maioria dos casos, em organismos públicos especializados. Os trabalhos a serem considerados são:

- reconhecimento da região;
- trabalhos hidrográficos e hidrométricos;
- prospecções geológicas;
- trabalhos topográficos;
- pesquisas geotécnicas;
- elaboração do projeto desde o relatório de viabilidade até o projeto executivo;
- pesquisas nos laboratórios e em modelos reduzidos;
- pareceres de especialistas.

#### 9.2.3 DESAPROPRIAÇÕES E INDENIZAÇÕES

A este item pertencem:

- compra e desapropriação de terrenos;
- indenizações a respeito de direitos prejudicados, e indenizações por desvalorização de propriedades.

#### 9.2.4 DESPESAS GERAIS

As despesas gerais compreendem todas as despesas de administração durante a construção da usina.

Deve existir, na obra, uma fiscalização que controle a execução dos serviços segundo o projeto, que execute ou acompanhe as medições das obras execu-

tadas que servem para o faturamento pelo empreiteiro, etc. Além disso, é necessário um escritório, na sede da empresa, onde são preparadas as concorrências, julgadas as ofertas e preparados os contratos com os fornecedores. Deve ser instalada, também, uma seção técnica que controle e aprove os projetos e os desenhos dos fornecedores, acompanhe o desenvolvimento da obra conforme o cronograma pré-estabelecido. Não devem ser esquecidas as despesas com viagens para as fábricas dos fornecedores, principalmente para o exterior.

Os testes da maquinária instalada e a operação principal causam despesas que não são desprezíveis.

### 9.2.5 IMPREVISTOS

São imprevisíveis em seu valor real os eventuais danos causados por acontecimentos elementares, como enchentes extraordinárias, períodos muito chuvosos, etc. (terremotos quase não existem no Brasil). Mas também outros acontecimentos que não provocam danos materiais podem influir no custo das obras, por exemplo, cheias muito prolongadas, falta de material, etc., que exigem medidas dispendiosas para se manter o cronograma.

Apesar de prospecção geológica intensiva por meio de sondagens, podem ser encontradas, durante a abertura das escavações, condições geológicas particulares imprevisíveis que exijam modificações do projeto e aumento das despesas.

As despesas para imprevistos somente podem ser avaliadas e são geralmente expressas em porcentagem dos investimentos totais. A porcentagem depende da incerteza na avaliação dos danos eventualmente provocados por enchentes não-previstas, prospecções geológicas incompletas e não-exatidão dos cálculos dos volumes dos trabalhos a executar usados para a confecção do orçamento. Essa porcentagem pode variar aproximadamente entre 5 e 12% e pode atingir até 15% em casos excepcionais e para os projetos de viabilidade.

### 9.2.6 JUROS DO CAPITAL INVESTIDO NA CONSTRUÇÃO

Estes são os juros do capital investido na construção que ainda não auferem rendimentos. Podem ser calculadas exatamente quando se pode organizar um plano de financiamento que apresente os gastos acumulados durante o período de construção.

Com exatidão suficiente pode se supor que esse investimento comporta-se como uma reta que começa em zero, no início da obra, e termina no ponto do investimento total, no começo da operação comercial da usina. Então os juros são calculados sobre a metade do investimento total, durante todo o período de construção, ou sobre o investimento total, durante a metade do tempo de construção.

## 9.3 DESPESAS ANUAIS

### 9.3.1 DESPESAS ANUAIS INDIRETAS

São todas as despesas monetárias ligadas ao capital investido. Supondo-se que a usina seja de uma So-

cidade Anônima, então a empresa tem que pagar os dividendos aos acionistas em uma porcentagem pelo menos igual à taxa de juros sobre o capital aplicado. Essa taxa deve ser calculada sobre o total do capital investido, que deve ser fixado observando-se as normas indicadas no item 9.2.1.

Há certos casos em que a concessão para o aproveitamento do rio é outorgada apenas para um certo período, por exemplo, para 50 ou 99 anos, e depois a usina passa à propriedade do outorgante. Em tais casos, no vencimento da concessão, o capital deve ser devolvido aos acionistas em dinheiro. Por isso, durante o período da concessão deverá ser acumulada uma reserva no montante do capital. A reserva anual é calculada pela fórmula

$$S_r = K \frac{q-1}{q^n-1},$$

onde

$S_r$  = reserva anual,

$K$  = capital da S.A.,

$q = 1 + \frac{p}{100}$  e  $p$  a taxa de juros em %.

$n$  = número dos anos da validade da concessão.

Todos os componentes de uma usina hidrelétrica têm vida limitada e devem ser substituídos por novos. As máquinas, por exemplo, devem ser trocadas por novas, pois não mais podem ser consertadas ou, depois de certo tempo, ficam antiquadas e devem ser substituídas por máquinas mais modernas com rendimento maior. Porém as partes a serem trocadas têm ainda certo valor que pode ser descontado do preço das novas. A reserva de renovação correspondente é calculada pela fórmula

$$S_n = \frac{K - k_a}{K} \frac{q-1}{q^n-1},$$

onde

$S_n$  = reserva anual de renovação,

$K$  = valor de compra da parte a ser renovada,

$k_a$  = valor do material velho.

Para esses cálculos serve como base a Tab. 9.1.

### 9.3.2 DESPESAS ANUAIS DIRETAS

As despesas anuais diretas ou despesas de operação da usina compõe-se dos seguintes itens:

despesas gerais de administração;

salários do pessoal de operação;

despesas de manutenção e reparação das construções e do equipamento;

materiais de operação.

#### 9.3.2.1 Despesas gerais de administração

As despesas gerais compreendem todas as despesas administrativas não diretamente ligadas à operação da usina. São estas as despesas da direção, do secre-

tariado, da caixa, da contabilidade, etc., as despesas para a manutenção dos escritórios, como material, iluminação e limpeza, e o serviço de automóveis e sua manutenção, etc. A este item pertencem, também, os impostos e taxas.

### 9.3.2.2 Salários do pessoal de operação

Os salários do pessoal de operação devem ser avaliados individualmente para cada usina, levando em conta o número necessário dos engenheiros, mecânicos, eletricitistas e ajudantes e os salários regionais.

O número do pessoal depende do número das horas diárias de operação da usina, do número legal de horas de trabalho diário ou semanal e do tamanho da usina e de suas instalações e construções complementares.

Na literatura correspondente existem dados sobre o número necessário do pessoal:

na casa de força, 2/3 a 4/3 homens/turno/unidade;  
na barragem, 1/3 a 2 homens/turno;  
nos canais ou túneis, etc., 0 a 1 homens/turno;

na chaminé de equilíbrio, 1/2 a 1 homem/turno;  
nas subestações, 1 homem/turno/mais 0,5 a 1 homem/turno/transformador.

Deve ser acrescentado o pessoal da sala de comando, engenheiros de operação, mestres e eventualmente auxiliares de escritório.

Note-se que no Brasil o número de empregados, em geral, é ainda muito maior que o regularmente necessário em outros países.

### 9.3.2.3 Despesas de manutenção e reparos

A Tab. 9.1 contém as despesas de manutenção e reparação de vários componentes de uma usina hidrelétrica em porcentagem sobre o valor novo.

Lembre-se que a manutenção das estradas, ferrovias, benfeitorias, etc. deslocados por causa da construção da usina pertence ao responsável antes da relocação.

**TABELA 9.1** Tempo de vida ou de utilização, valor do material velho e taxa de manutenção de várias construções e equipamentos

Item	Tempo de vida (anos)	Valor do material velho	Taxa de manutenção
		(em % do valor novo)	(em % do valor novo)
Barragem de terra	100	0	0,25-1,0
Barragem de concreto	100	0	0,25-1,5
Baterias	10	8	0,75-2,0
Canais em terra	40-60	0	0,5-3,0
Captações de água potável	20-30	0	1,0-3,0
Construções de concreto na água	40-60	0	0,5-2,0
Construções de madeira	30-40	0	1,0-3,5
Comportas de aço	40-60	10	0,75-2,0
Cabos elétricos	20-40	18	1,0
Descargas de fundo	30-50	0	1,0-3,0
Edifícios	50-80	3	0,25-0,75
Encanamentos para água potável	70-80	0	0,5-1,0
Estradas	20-25	0	10-15
Ferramentas	5-10	0	10-30
Geradores	15-25	20	1,0-3,0
Linhas de transmissão	30-50	55	1,0-3,0
Motores elétricos	12-18	15	1,0-1,5
Motores de explosão	12-18	10	1,5-2,5
Oficinas	15-20	10	3,0-5,0
Portas de aço	60-80	15	0,5-1,5
de concreto	60-100	0	0,1-0,25
de madeira	15-30	5	1,5-3,5
Proteção das beiras da represa	10-30	0	0,5-5,0
Pontes rolantes e guindastes	30-50	12	0,25-1,0
Subestações	12-18	25	1,5-2,0
Túneis	70-100	0	0,3-3,0
Tubulações de madeira	40-70	0	0,5-1,0
de aço	40-70	10-15	0,25-1,0
Transformadores pequenos	15-30	30	1,0-1,5
Turbinas hidráulicas	20-40	10	0,5-1,5

#### 9.3.2.4 Despesas com materiais de operação

O consumo de materiais de operação, como óleo lubrificante, graxa, estopa, óleo diesel, materiais de limpeza, etc. é quase independente do fator de carga. As despesas podem ser avaliadas em 0,5 a 1% dos investimentos nas máquinas.

### 9.4 PRODUÇÃO DE ENERGIA E O PREÇO DE CUSTO DO kWh

Na Seç. 4.3 foi descrito como pode ser definida a produção anual da usina. Do valor assim verificado

devem ser subtraídos o consumo próprio da usina nas máquinas e instalações auxiliares para as turbinas e geradores e o consumo de iluminação, acondicionamento do ar e ventilação, da operação das comportas e válvulas, etc. Assim resulta a produção disponível nos bornes dos geradores.

Dividindo-se a soma das despesas anuais (calculadas da forma indicada no item anterior) pela produção obtém-se o preço de custo do kWh.

Quando se precisa do preço do kWh disponível para o abastecimento da rede de transmissão, devem ser incluídas nas despesas anuais aquelas a serem feitas com os transformadores e a estação distribuidora. Concomitantemente da produção anual devem ser reduzidas as perdas nos transformadores e na estação distribuidora.

## 10 SUPLEMENTO

Em certos casos, por exemplo, na comparação preliminar de variantes, não vale a pena elaborar desenhos detalhados das construções e calcular exatamente os volumes e pesos. Basta aplicar fórmulas ou ábacos dos quais é possível tirar valores aproximados.

Neste item serão indicadas algumas fórmulas para o cálculo aproximado dos volumes de barragens de terra ou de concreto e do concreto da infra-estrutura da casa de força. A comparação dos volumes, calculados pelas fórmulas e em base nos desenhos dos respectivos projetos, resultou em erros de 5 a 10% para as barragens e em menos de 5% para o concreto da casa de força.

Além disso, estão anexados ábacos para a definição dos pesos de comportas, pontes rolantes, guindastes pórticos e rotores de turbinas Francis. O peso dos rotores está relacionado à velocidade específica e ao diâmetro. Usando-se as fórmulas e ábacos indicados no item 6.9.2.8.2, são calculados os diâmetros  $D_1$  e  $D_3$  e o maior dos dois corresponde ao diâmetro  $D$  do ábaco.

### Volume de barragens de terra ou enrocamento

Tomemos  $h$  como a altura máxima da barragem sobre a fundação,  $l$  o comprimento da crista,  $b$  a largura da crista e  $m$  a soma da relação horizontal/vertical dos taludes de montante e jusante.

O volume da barragem depende da forma do perfil transversal do vale, que é, aproximadamente,

- a) em uma parábola de segundo grau,

$$V = \frac{2}{15} hl (2mh + 5b);$$

- b) em uma parábola de terceiro grau,

$$V = \frac{3}{28} hl (3mh + 7b);$$

- c) em um triângulo,

$$V = \frac{1}{6} hl (mh + 3b);$$

- d) em um trapézio,

$$h = \frac{l_1}{l},$$

onde  $l_1$ , comprimento no fundo e  $l$ , comprimento da crista,

$$V = \frac{1}{6} hl [(2n + 1)mh + (3 + 3n)b],$$

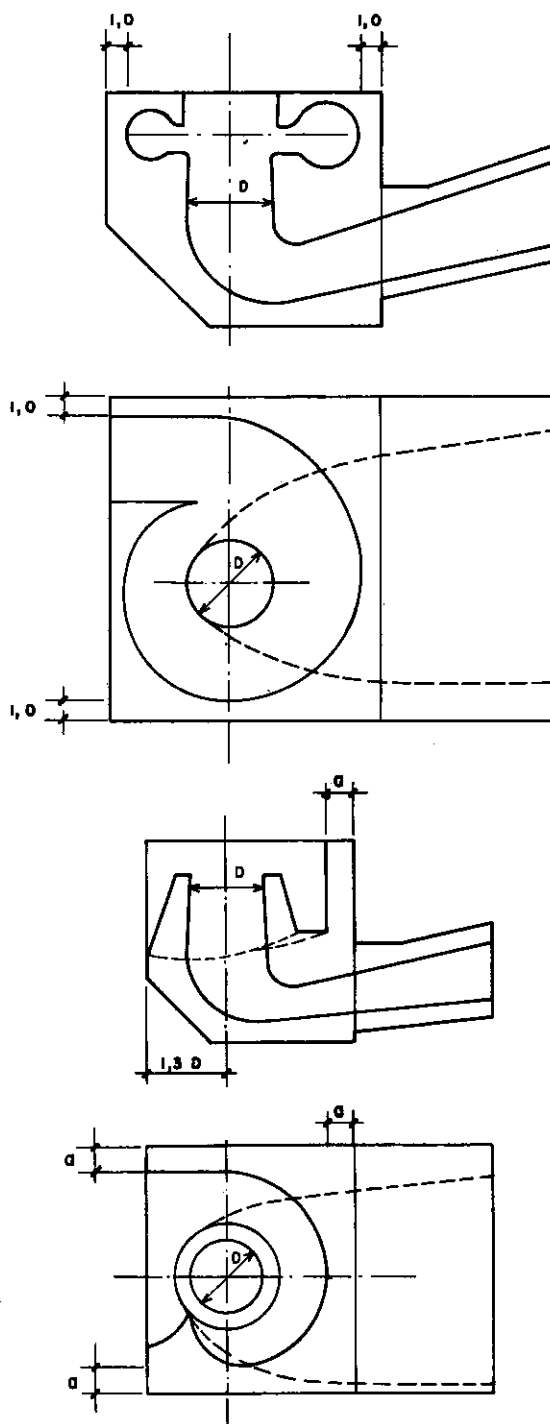


Figura 10.1 Volume de uma caixa espiral de concreto

### Volume de barragem de concreto

Seção transversal da barragem:

triângulo com a ponta no nível d'água máximo, inclinação 1:m;

coroamento com largura  $b$ , pela medida  $a$ , acima do nível d'água máximo

a) vale, parábola de segundo grau,

$$V = \left( 0,2667mh^2 + ab + \frac{b^2}{2m} \right) l;$$

b) vale, parábola de terceiro grau,

$$V = \left( 0,3214mh^2 + ab + \frac{b^2}{2m} \right) l;$$

c) vale, triângulo,

$$V = \left( 0,1167mh^2 + ab + \frac{b^2}{2m} \right) l;$$

d) vale, trapézio,

$$V = \left( 0,1167mh^2(2n + 1) + ab + \frac{b^2}{2m} \right) l.$$

### Volume de concreto de um bloco da casa de força

#### 1. Caixa espiral de aço

O bloco é confinado por planos distantes 1 m do perímetro da espiral como mostra a Fig. 10.1. O concreto fora destes limites deve ser calculado separadamente. O volume de concreto é calculado pela fórmula

$$V = 33,2D^3 + 50,7D^2 + 12,4D$$

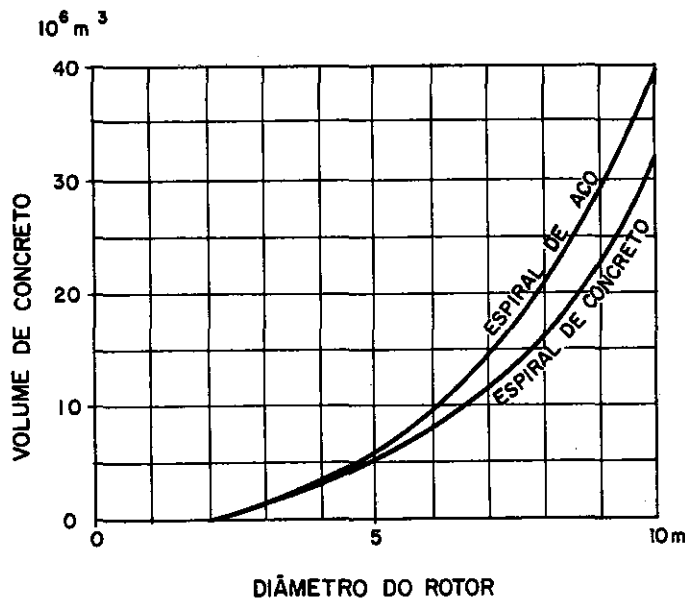
ou pode ser tirado do gráfico da Fig. 10.2.

#### 2. Caixa espiral de concreto

O bloco é confinado por planos distantes do perímetro da espiral na distância  $a$ .

A fórmula é

$$V = 23D^3 + 37,89aD^2 + 5,8a^2D.$$



Adotando-se

$$a = 2 \text{ m};$$

o volume pode ser tirado do gráfico da Fig. 10.2.

### Peso do rotor da turbina Francis

O peso total de uma turbina depende de muitos fatores como diâmetro do rotor, pressão d'água, material usado, etc., de modo que não é possível ser estabelecida uma fórmula.

Com base nos dados de muitas turbinas construídas, principalmente na Rússia, D. Pavel estabeleceu as seguintes fórmulas:

$$\text{Peso} = 32,6D^{1,75}, \text{ em toneladas,}$$

ou

$$\text{Peso} = 0,131 \frac{P^{0,875}}{H^{0,525}}, \text{ em toneladas}$$

(onde  $P$  é em kW).

Para o equipamento do regulador, o peso calculado deve ser aumentado em 18% e para tubulações auxiliares, em 10%. O peso do rotor pode ser tirado do gráfico da Fig. 10.3 ou calculado, sem o prévio dimensionamento de turbina, pela fórmula

$$G = 0,00176P^{1,315} \cdot H^{-1,224},$$

onde

$G$  = peso em t (tolerância  $\pm 10\%$ ),

$P$  = potência da turbina, em kW,

$H$  = queda de projeto, em m.

Essa fórmula foi elaborada pela transformação da fórmula

$$G = aD^{2,63},$$

supondo-se que

$$n_s = \frac{2000}{\sqrt{H}}$$

e

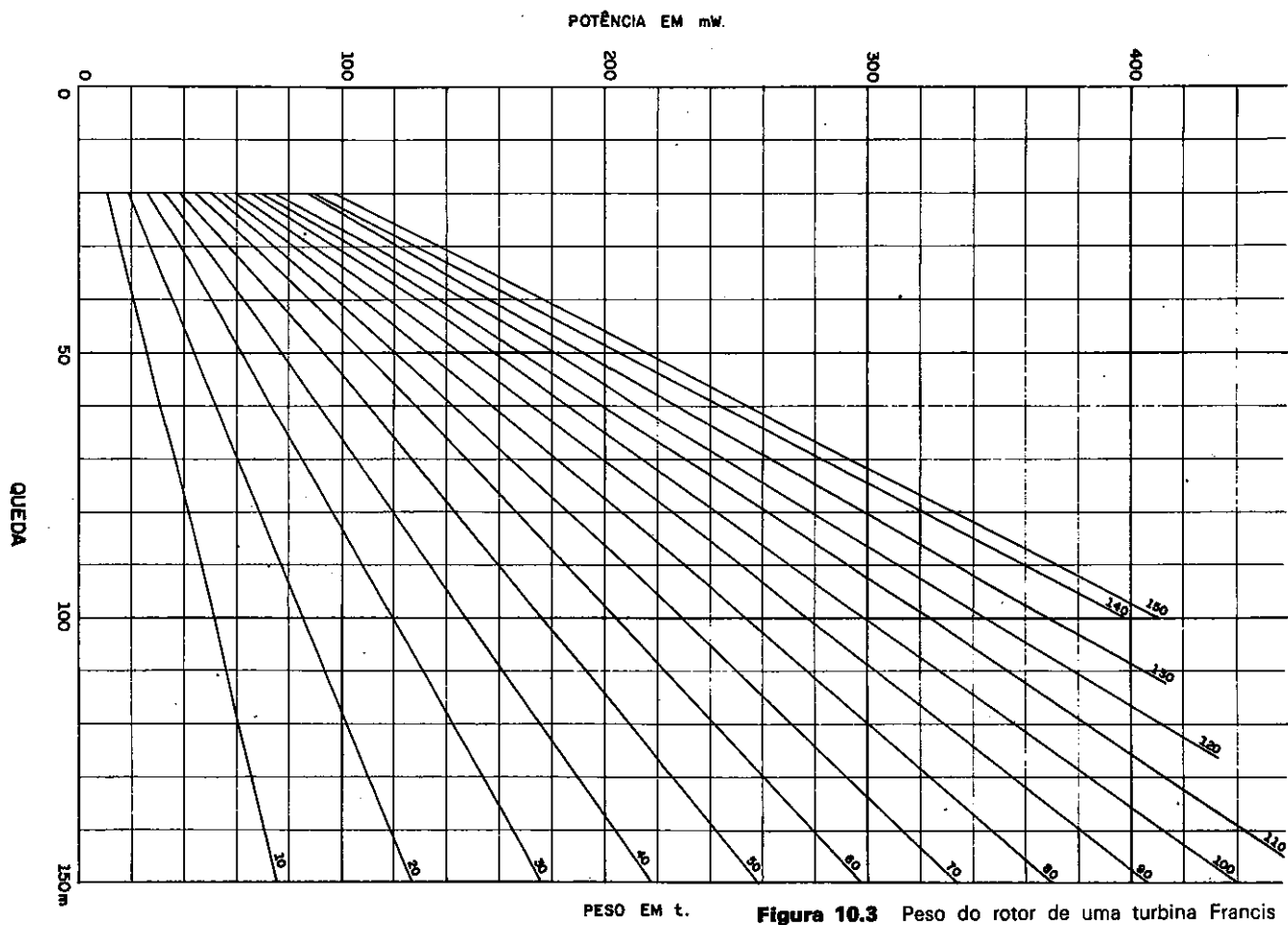
$$a = 1,53H^{-0,14}$$

e usando-se as fórmulas indicadas no item 6.9.2.8.

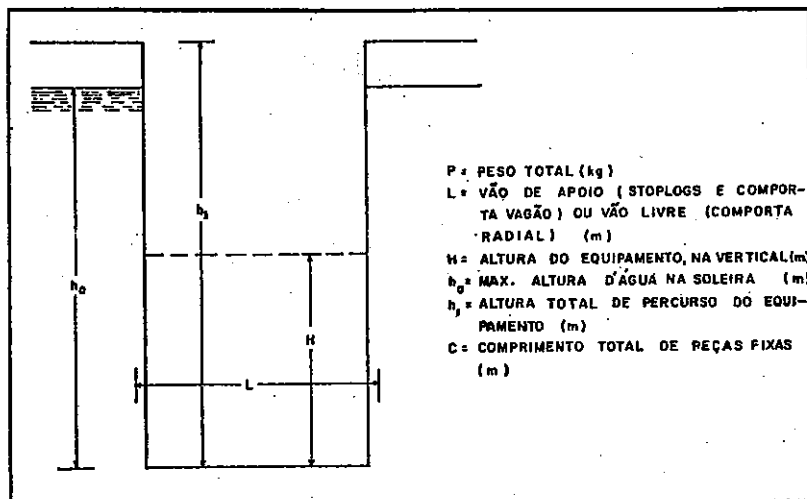
### Peso de comportas e pontes rolantes

Os gráficos das Figs. 10.4, 10.5 e 10.6 são auto-explicativos.

**Figura 10.2** Gráfico indicando o volume de concreto do bloco envolvente de uma caixa espiral de aço, em função do diâmetro do rotor da turbina



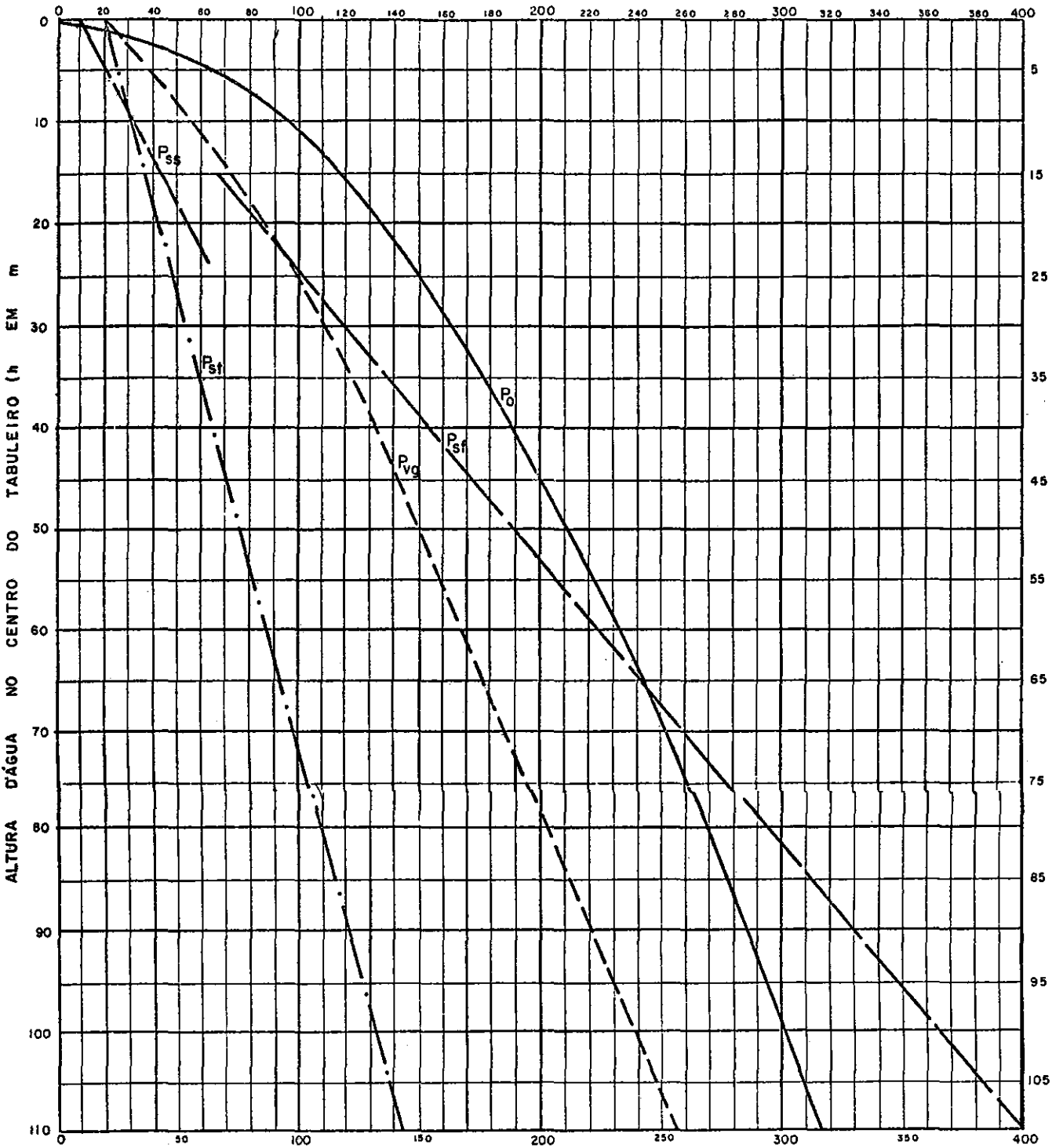
**Figura 10.3** Peso do rotor de uma turbina Francis



**Figura 10.4** Peso mínimo das peças fixas

EQUIPAMENTO	FÓRMULA
COMPORTA RADIAL DE SUPERFÍCIE	$P = 70 (L + 3H)$
STOPLOGS DE FUNDO	$P = 100 (2L + h_1) + \frac{L^2 H h_0^2}{200}$
STOPLOGS DE CRISTA	$P = 100 (L + h_1) + \frac{L^2 H h_0^2}{200}$
COMPORTA VAGÃO E STOPLOGS C/RODAS	$P = 100 (2L + h_1) + \frac{L^2 H h_0^2}{80}$
GRADES	$P = 80 C$

VALORES DE  $P_0$ ,  $P_{sf}$ ,  $P_{vg}$ ,  $P_{35}$  e  $P_{sf}$



$$P = LH (P_0 + P' L)$$

P = PESO DA COMPORTA INCLUINDO O TABULEIRO, RODAS (COMPORTA VAGÃO), BRAÇOS E ARTICULAÇÕES COMPLETAS (COMPORTA RADIAL) (kg)

L = VÃO DE APOIO (STOPLOBS E COMPORTA VAGÃO) OU VÃO LIVRE (COMPORTA RADIAL) (m)

h = ALTURA DA COMPORTA, NA VERTICAL (m)

P<sub>0</sub> - TIRADO DO GRÁFICO

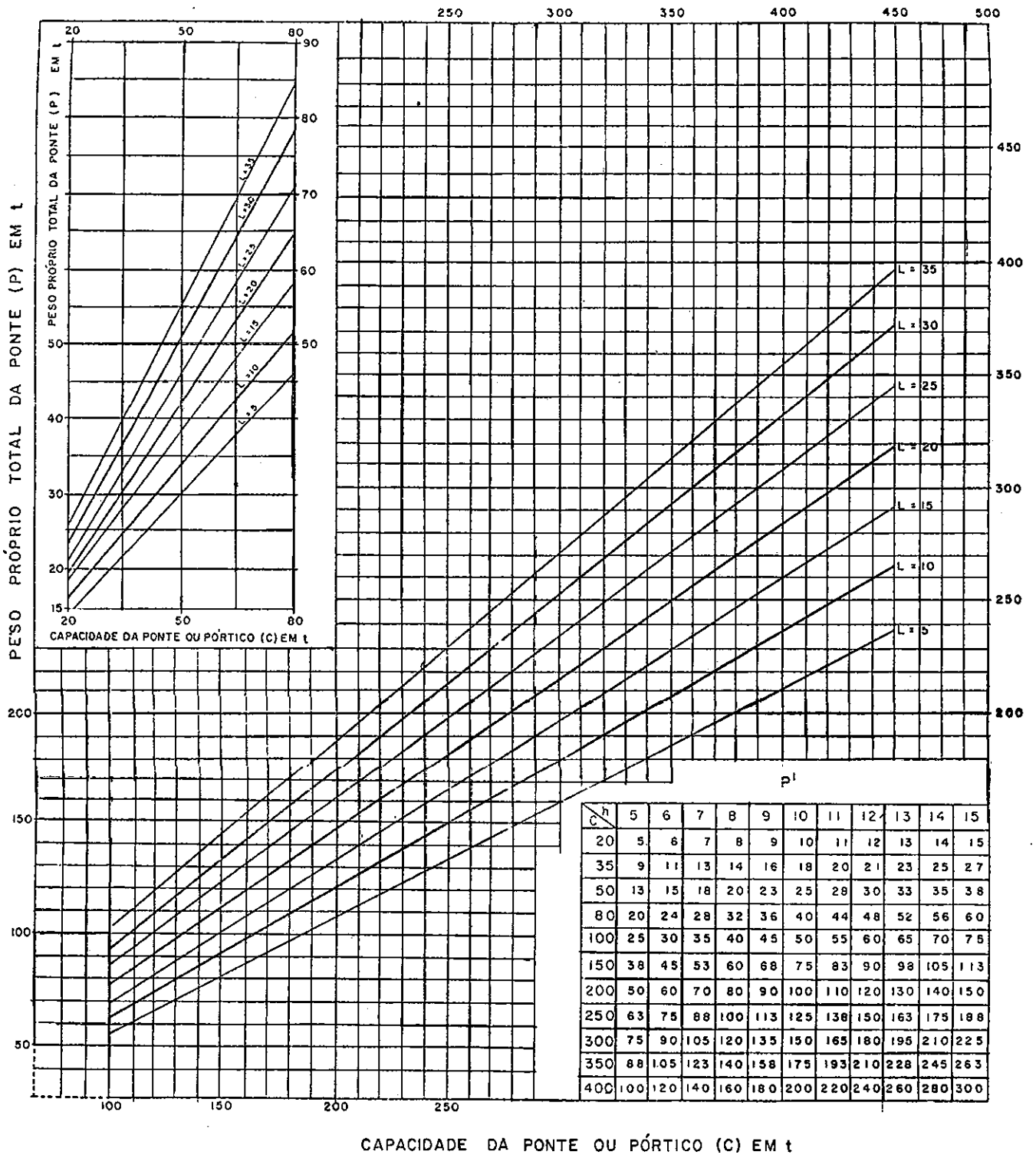
P' - CORRESPONDE A P<sub>sf</sub> (STOPLOBS), P<sub>vg</sub> (COMPORTA VAGÃO), P<sub>35</sub> (COMPORTA RADIAL DE SUPERFÍCIE) OU P<sub>sf</sub> (COMPORTA RADIAL DE FUNDO), TIRADOS DO GRÁFICO

OBSERVAÇÕES IMPORTANTES

- 1) SUPÕE-SE A UTILIZAÇÃO DE AÇO ESTRUTURAL COMUM, ASTM - A36 OU EQUIVALENTE
- 2) ESTE GRÁFICO DA VALORES APROXIMADOS DE PESOS PARA UMA PRIMEIRA ESTIMATIVA. OS VALORES EXATOS DEPENDEM DE PARÂMETROS DIVERSOS, ESPECÍFICOS PARA CADA PROJETO, TAIS COMO ESPAÇAMENTO DAS RODAS (COMPORTA VAGÃO), RAIO DO PARAMENTO, INCLINAÇÃO DOS BRAÇOS E POSIÇÃO RELATIVA DAS ARTICULAÇÕES (COMPORTA RADIAL)
- 3) NA COMPOSIÇÃO DAS EQUAÇÕES DAS CURVAS ACIMA, OS PARÂMETROS REFERIDOS NO ÍTEM ANTERIOR FORAM FIXADOS DENTRO DAS GAMAS USUAIS, SEGUNDO UM CRITÉRIO QUE ATENDE À MAIORIA DOS CASOS PRÁTICOS

Figura 10.5 Abaco para avaliação do peso de comportas, exclusive as peças fixas





**NOTA:**

- C = CAPACIDADE DA PONTE OU PÓRTICO — EM t.
- L = VÃO,  $\hat{e}$  A  $\hat{e}$  DE TRILHÓ, DA PONTE OU PÓRTICO — EM m.
- h = ALTURA DO PÓRTICO — EM m — (MEDIDA DO TÓPO DO TRILHO DO PÓRTICO AO TOPO DO TRILHO DO CARRINHO)
- P = PESO PRÓPRIO TOTAL DA PONTE — EM t.

**OBS:**

- I - NO CASO DE GUINDASTE PÓRTICO, PARA OBTER O PESO PRÓPRIO TOTAL — EM t — SOMAM-SE AS PARCELAS P e P¹

**Figura 10.6** Ábaco para o cálculo do peso próprio total de pontes rolantes e guindastes pòrticos

Este trabalho foi elaborado pelo processo de FOTOCOMPOSIÇÃO  
Monophoto - no Departamento de Composição da Editora  
Edgard Blücher Ltda. - São Paulo - Brasil



Impresso na  
planimpres gráfica e editora  
rua anhaia, 247 - s.p.