

DAEE
DEPARTAMENTO DE ÁGUAS E ENERGIA ELÉTRICA
DO ESTADO DE SÃO PAULO

GUIA PRÁTICO PARA PROJETOS DE PEQUENAS OBRAS HIDRÁULICAS

DIRETORIA
DE PROCEDIMENTOS DE OUTORGA
E FISCALIZAÇÃO

2005

Secretaria de Energia, Recursos Hídricos e Saneamento
FEHIDRO Fundo Estadual de Recursos Hídricos
FCTH Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica

SUPERINTENDÊNCIA DO DAEE

Ricardo Daruiz Borsari

DIRETORIA DE PROCEDIMENTOS DE OUTORGA E FISCALIZAÇÃO

Leila de Carvalho Gomes

ELABORAÇÃO

Grupo Técnico de Trabalho de Projetos

COORDENADOR

Mario Kiyochi Nakashima

EQUIPE TÉCNICA

Flavio Yuki Nakanishi

Francisco E. Nunes Gusso

Roque W. Nogueira dos Santos

CONSULTORIA

Prof. Kokei Uehara

FOTOGRAFIAS

Odair M. Farias

PROJETO GRÁFICO E EDIÇÃO DE TEXTO

clematis@uol.com.br

CTP, IMPRESSÃO E ACABAMENTO

Imprensa Oficial do Estado de São Paulo

COLABORAÇÃO

Centros de Gerenciamento de Recursos Hídricos das Diretorias de Bacia do DAEE

Esta publicação contou com o apoio financeiro do FEHIDRO – Fundo Estadual de Recursos Hídricos, como parte componente dos projetos “Publicações do CORHI – Comitê Coordenador do Plano Estadual de Recursos Hídricos” e “Difusão da Ciência das Águas”.

São Paulo. Secretaria de Estado de Energia, Recursos Hídricos e Saneamento.

S289g Departamento de Águas e Energia Elétrica.

Guia prático para projetos de pequenas obras hidráulicas. /// São Paulo,
DAEE, 2005.

116 p. / // il.

1. Obras hidráulicas – outorga 2. Hidrologia e hidráulica – conceitos, metodologias e aplicações práticas 3. Vazão de enchente 4. Hidráulica de canais, travessias e barramentos 5. Projeto de barragem I. Autor II. Título.

CDD 627.9

A OUTORGA COMO INSTRUMENTO DE GESTÃO DOS RECURSOS HÍDRICOS

O Departamento de Águas e Energia Elétrica (DAEE), órgão gestor dos recursos hídricos no Estado de São Paulo, é responsável pela outorga de uso das águas superficiais e subterrâneas e pelas interferências nos recursos hídricos.

Com a promulgação do Decreto Estadual 41.258/96, que regula a outorga de uso dos recursos hídricos de que tratam os artigos 9º e 10 da Lei Estadual 7.663/91, registrou-se acentuado crescimento na quantidade de outorgas expedidas pelo DAEE: de 200, em 1994, para 4.400 em 2004, sendo comum uma mesma portaria referir-se a vários usos e interferências.

No artigo 12, o Decreto estabelece que “Os estudos, projetos e obras necessários ao uso dos recursos hídricos deverão ser executados sob a responsabilidade de profissional devidamente habilitado no CREA (...), exigindo-se o comprovante de ART (...)”. Qualquer pedido de outorga ao DAEE deve ser acompanhado de documentação técnica correspondente, elaborada por profissional habilitado. Diante dessa determinação legal e seguindo o aumento dos pedidos de outorga, cresceu igualmente a demanda por serviços de engenharia na área de obras hidráulicas no Estado de São Paulo.

Da relação entre os técnicos do DAEE, que lidam com os processos de outorga, e os profissionais que prestam serviços aos usuários nesse campo, verificou-se a necessidade e a utilidade de se promover a divulgação de conhecimentos de Hidrologia e Hidráulica aplicados a projetos de pequenas obras. Manuais técnicos e outras publicações, abordando conceitos fundamentais e demonstrando com exemplos a prática de projetos, poderiam auxiliar os técnicos interessados. Pensando assim, a Diretoria de Procedimentos de Outorga e Fiscalização do DAEE elaborou este Guia Prático para Projetos de Pequenas Obras Hidráulicas também para incentivar discussões construtivas sobre metodologias e critérios para estudos e projetos dessa natureza. Esta edição inicial abrange as interferências em águas superficiais.

Para a elaboração deste material técnico, o convênio DAEE/USP possibilitou a consultoria do Prof. Kokei Uehara, a quem, desde já, agradecemos a participação neste trabalho e o permanente apoio ao DAEE e a seus técnicos.

A publicação do Guia Prático para Projetos de Pequenas Obras Hidráulicas viabilizou-se pela contratação da Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica (FCTH), com recursos do FEHIDRO, o que permitiu que fossem providenciados todos os serviços de edição.

MAURO ARCE

Secretário de Energia, Recursos Hídricos e Saneamento

TEORIA E PRÁTICA DE PEQUENAS OBRAS HIDRÁULICAS

O Guia Prático para Projetos de Pequenas Obras Hidráulicas reúne teoria e prática em uma única publicação. Conceitos e orientações vêm acompanhados do desenvolvimento de exemplos práticos relativos à hidrologia e à hidráulica de pequenas obras de barragens, canalizações e travessias.

Na parte I o leitor encontra os conhecimentos teóricos que permitem a compreensão do conteúdo de um projeto: o Capítulo 1 destaca os conceitos básicos adotados na estimativa de vazões de enchente, a definição dos termos e expressões mais utilizados, e descreve o Método Racional com suas variáveis e parâmetros. O Capítulo 2 trata dos conhecimentos fundamentais sobre o escoamento em canais abertos, descreve as obras hidráulicas mais comuns que interferem nos cursos d'água, como canalizações, travessias e barramentos, e mostra as principais equações que permitem verificar e dimensionar as estruturas hidráulicas.

A Parte II fornece exemplos práticos de aplicação dos conceitos descritos anteriormente, com dados que simulam o projeto básico de um pequeno barramento, desde os primeiros levantamentos até o dimensionamento das estruturas hidráulicas. No Capítulo 3 estima-se a vazão de enchente de projeto para uma bacia real e, no Capítulo 4 verifica-se o efeito do amortecimento da onda de cheia pelo reservatório, a vazão máxima defluente, o dimensionamento hidráulico do extravasor de superfície incluindo a bacia de dissipação de energia.

Fundamentado na experiência de técnicos do DAEE, o Guia Prático para Projetos de Pequenas Obras Hidráulicas destina-se principalmente ao meio técnico especializado no dimensionamento de pequenas obras hidráulicas. Embora na literatura específica as partes teórica e conceitual sejam apresentadas de forma completa, não é comum encontrar nessas publicações exemplos práticos e análises de casos reais. O Guia centraliza sua atenção nas obras que interferem nos cursos d'água do ponto de vista da autorização para a implantação dessas interferências. O auxílio a questões sobre métodos construtivos, cálculos estruturais, estabilidade, geotecnia e percolação, entre outros, deve ser obtido na bibliografia técnica.

O projeto desenvolvido não tem a intenção de apresentar a melhor solução para o barramento ou para suas estruturas em relação ao empreendimento analisado. Nem pretende abranger os temas abordados com o rigor das publicações técnicas de todos conhecido. A proposta do Guia é oferecer aos técnicos um exemplo de desenvolvimento de um projeto, em nível básico, acompanhado dos conceitos e equações indispensáveis à sua compreensão. É uma forma de o DAEE transferir sua experiência aos profissionais que atuam na área.

A abordagem de maneira simples serve como ferramenta didática e não deve induzir o leitor à falsa impressão de que se pode projetar bem e competentemente, sem experiência. Antes é preciso lembrar que equações e tabelas apenas levam a resultados. Julgar corretamente os valores obtidos requer anos de estudo e prática.

Obras civis como canalizações, travessias e barramentos distinguem-se por interferir nos cursos d'água e estar sujeitas ao poder destruidor das enchentes, envolvendo riscos que jamais podem ser desconsiderados.

RICARDO DARUIZ BORSARI
Superintendente do DAEE

TRABALHO DE EQUIPE, COM MUITO AMOR E DEDICAÇÃO

O “Guia Prático para Projetos de Pequenas Obras Hidráulicas” é fruto de muitos anos de estudo, elaboração de anteprojetos, projetos, acompanhamento de execução, manutenção e operação de obras hidráulicas pelas equipes técnicas do DAEE, como barragens e canalizações de pequeno e grande portes e volumes de retenção de cheias.

Tive a honra e a felicidade de acompanhar a evolução científica, tecnológica e intelectual dos profissionais responsáveis por este trabalho. Muitos deles meus discípulos na Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, na Faculdade de Tecnologia de São Paulo e na própria escola chamada DAEE.

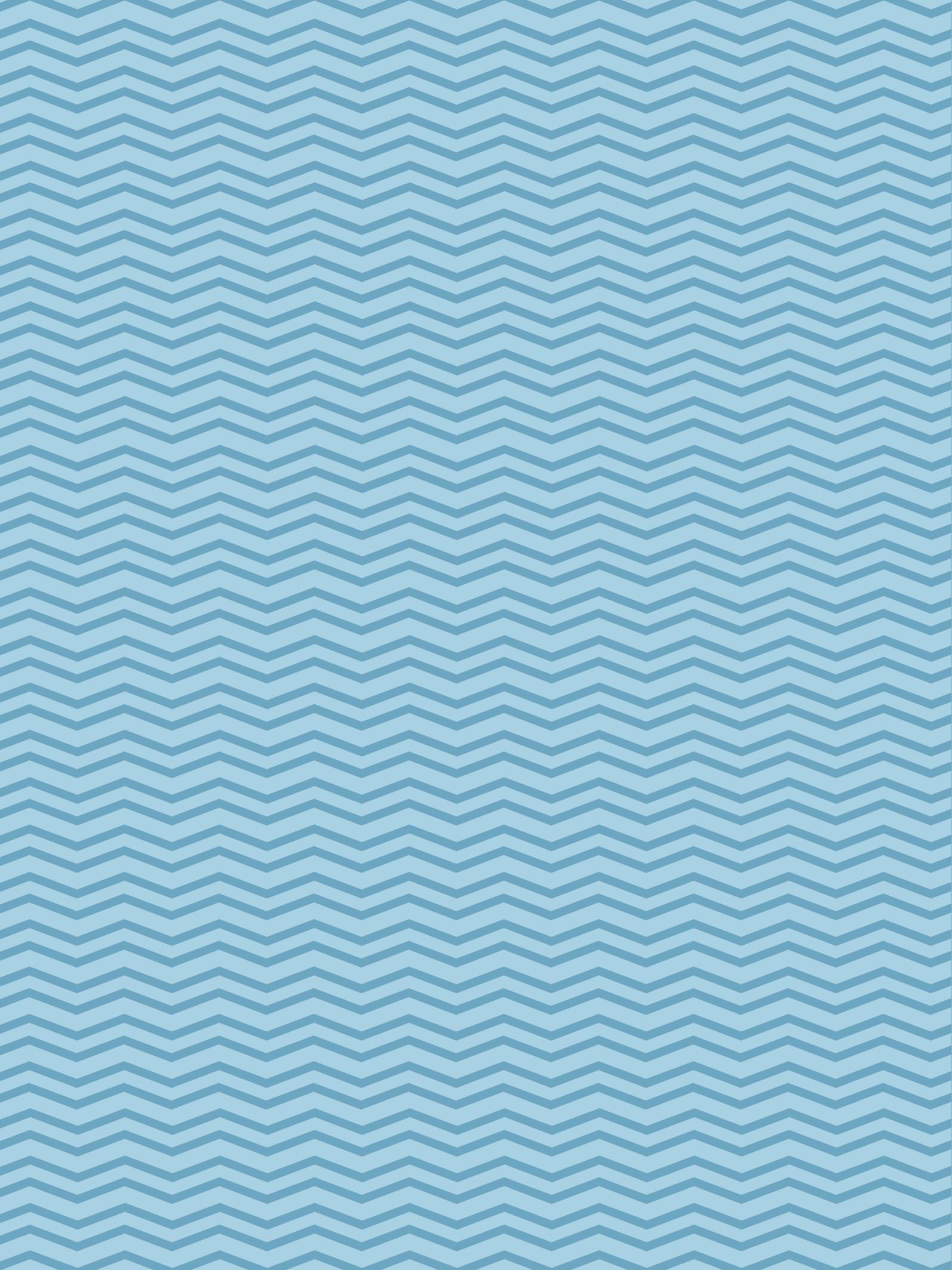
Nas décadas de trabalho conjunto, muito aprendi com meus companheiros de equipe, não só no campo técnico, mas principalmente no relacionamento humano, marcado por compreensão e respeito.

Gostaria de homenagear os queridos discípulos que participaram desta publicação, sem especificar cargos no DAEE. Na verdade, formamos uma só família, somos irmãos que trabalham para o bem-estar da sociedade: Ricardo D. Borsari, Leila de C. Gomes, Mario K. Nakashima, Flavio Y. Nakanishi, Francisco E. N. Gusso, Roque W. N. dos Santos.

Espero que continuem trabalhando para a grandeza da engenharia hidráulica nacional com muito amor e dedicação.

PROF. DR. KOKEI UEHARA

*Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária
Escola Politécnica da USP*



SUMÁRIO

PARTE I – HIDROLOGIA E HIDRÁULICA: CONCEITOS BÁSICOS E METODOLOGIAS

CAPÍTULO 1. HIDROLOGIA – VAZÃO DE ENCHENTE

PRINCIPAIS TERMOS HIDROLÓGICOS.....	12
VAZÃO DE PROJETO.....	16
<i>Metodologias.....</i>	16
<i>Método Racional.....</i>	17

CAPÍTULO 2. HIDRÁULICA DE CANAIS, TRAVESSIAS E BARRAMENTOS

CANALIZAÇÃO.....	24
<i>Dimensionamento Hidráulico.....</i>	27
<i>Princípios Orientadores para Projeto e Dimensionamento de Canais.....</i>	30
<i>Plantas e Desenhos.....</i>	31
TRAVESSIA.....	32
<i>Dimensionamento Hidráulico.....</i>	35
<i>Princípios Orientadores para Análise Hidráulica de Travessias.....</i>	35
<i>Plantas e Desenhos.....</i>	36
BARRAGEM.....	37
<i>Dimensionamento Hidráulico.....</i>	37
Vertedor de superfície	38
Descarregador de fundo.....	38
<i>Amortecimento de Ondas de Cheia Simplificado.....</i>	41
Hidrograma de enchente.....	41
Curva cota-volume.....	42
Hidrograma triangular.....	42
Dimensionamento do vertedor de superfície.....	47
<i>Bacias de Dissipação de Energia.....</i>	47
Número de Froude.....	48
Dimensionamento de uma bacia de dissipação.....	48

PARTE II – APLICAÇÕES PRÁTICAS

CAPÍTULO 3. DETERMINAÇÃO DA VAZÃO DE PROJETO

VAZÃO DE CHEIA.....	54
<i>Localização do Empreendimento.....</i>	55
<i>Área de Drenagem.....</i>	55
<i>Declividade do Talvegue.....</i>	59
<i>Intensidade da Chuva De Projeto.....</i>	62
<i>Coefficiente de Escoamento Superficial Direto.....</i>	64
<i>Cálculo da Vazão de Projeto.....</i>	64

CAPÍTULO 4. PROJETO DE UMA PEQUENA BARRAGEM

LEVANTAMENTOS DE CAMPO.....	66
<i>Visita ao Local.....</i>	66
<i>Posicionamento Preliminar do Eixo do Barramento.....</i>	66
<i>Topografia e Cadastramento.....</i>	68
DEFINIÇÃO DA ALTURA DA BARRAGEM.....	70
<i>Nível Máximo Maximorum.....</i>	70
<i>Cota da Crista do Maciço.....</i>	70
<i>Soleira do Vertedor de Superfície.....</i>	71
<i>Curva Cota-Área-Volume.....</i>	72
VERTEDOR DE SUPERFÍCIE.....	75
<i>Volume de Amortecimento.....</i>	75
<i>Amortecimento da Onda de Cheia.....</i>	76

<i>Largura da Soleira do Vertedor.....</i>	<i>77</i>
<i>Verificação para a Vazão Catastrófica.....</i>	<i>78</i>
MACIÇO DA BARRAGEM.....	80
POSICIONAMENTO DAS ESTRUTURAS HIDRÁULICAS.....	82
BACIA DE DISSIPACÃO DE ENERGIA.....	84
<i>Estimativa da Lâmina d'água de Jusante.....</i>	<i>85</i>
<i>Condição hidráulica natural do curso d'água a jusante do barramento.....</i>	<i>85</i>
<i>Canal de restituição a jusante da bacia de dissipação.....</i>	<i>86</i>
<i>Dimensionamento da Bacia de Dissipação.....</i>	<i>88</i>
<i>Lâmina e velocidade na seção de entrada.....</i>	<i>89</i>
<i>Estimativa preliminar da profundidade da bacia de dissipação.....</i>	<i>90</i>
<i>Verificação das dimensões da bacia de dissipação.....</i>	<i>92</i>
PLANTA E CORTES DO CANAL EXTRAVASOR DE SUPERFÍCIE.....	93
DESCARREGADOR DE FUNDO.....	95
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	98
ANEXOS AO PROJETO DA BARRAGEM.....	99

PARTE I



HIDROLOGIA E HIDRÁULICA: CONCEITOS BÁSICOS E METODOLOGIAS

Capítulo 1 Hidrologia Vazão de Enchente



DAEE

PRINCIPAIS TERMOS HIDROLÓGICOS

Na análise hidrológica aqui apresentada, destaca-se a importância do conhecimento das metodologias e equações que permitem caracterizar as bacias hidrográficas estudadas, visando a estimativa de vazões de enchente utilizadas no dimensionamento de obras hidráulicas.

Em todos os capítulos, o tratamento de cada assunto é feito no nível básico. Por isso, no desenvolvimento dos estudos hidrológicos adotou-se o Método Racional que por sua aplicação menos complexa facilita a compreensão dos conceitos envolvidos.

As definições e conceitos a seguir representam um conteúdo mínimo necessário à compreensão da hidrologia de projetos de obras hidráulicas.

• Hidrologia

Ciência que trata da água na Terra.

• Ciclo Hidrológico

Fenômeno global de circulação fechada da água entre a superfície terrestre, a atmosfera e o solo. Elementos considerados (Figura 1):

- Precipitação atmosférica (chuva) (P)
- escoamento superficial (ES)
- Infiltração no solo (I)
- Evaporação e evapotranspiração (EV)

O volume precipitado (P), ou a chuva que cai em uma bacia qualquer, resulta em escoamento superficial (ES), em escoamento subterrâneo (I) pela infiltração de parte da chuva, e em evaporação e evapotranspiração (EV).

$$P = ES + I + EV$$

As enchentes são provocadas pela parcela ES, ou escoamento superficial, e decorrem de precipitações intensas, entendidas como ocorrências naturais extremas. Quanto piores as condições de retenção de água pela vegetação e de infiltração dos solos e maior a impermeabilização de partes da bacia de contribuição, tanto maior será a parcela ES resultante.

• Área de Drenagem

Área da bacia hidrográfica, ou área de contribuição, é a região de captação natural da água de precipitação que faz convergir os escoamentos superficiais e sub-superficiais para um único ponto de saída. Expressa-se, usualmente, em hectares (ha) ou em quilômetros quadrados (km²).

A linha do divisor de águas que delimita a bacia hidrográfica pode ser definida como a que separa as águas pluviais entre duas vertentes. Numa carta topográfica, é a linha imaginária que passa pelos pontos altos e cotados, que corta perpendicularmente as curvas de nível e não cruza nenhum curso d'água, a não ser na seção que define o limite de jusante da bacia de contribuição (Figura 2).

Figura 1. Representação simplificada do ciclo hidrológico e seus elementos.

Fonte: Revista Águas e Energia Elétrica, ano 5, n.º 15, 1989 - DAEE.

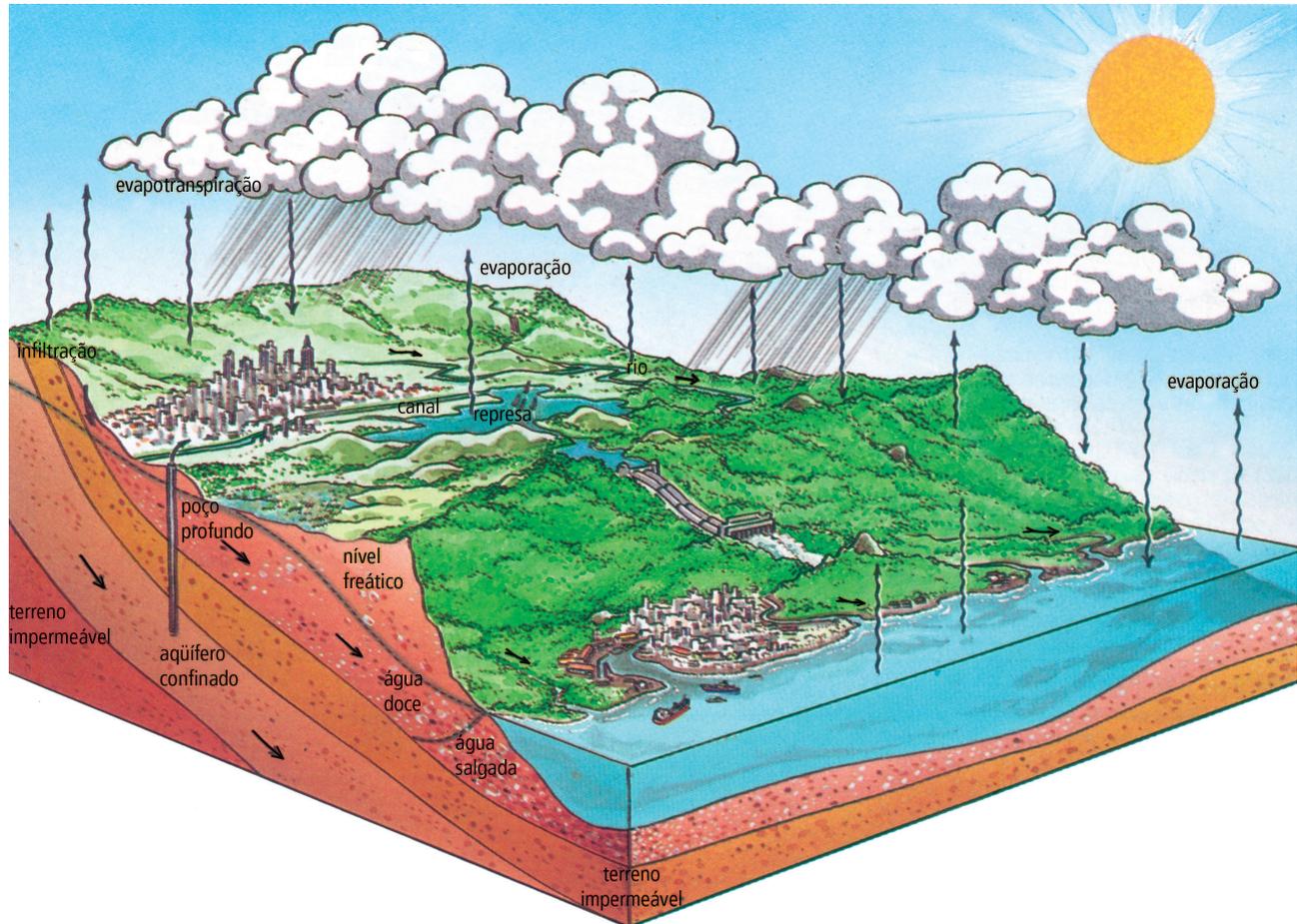
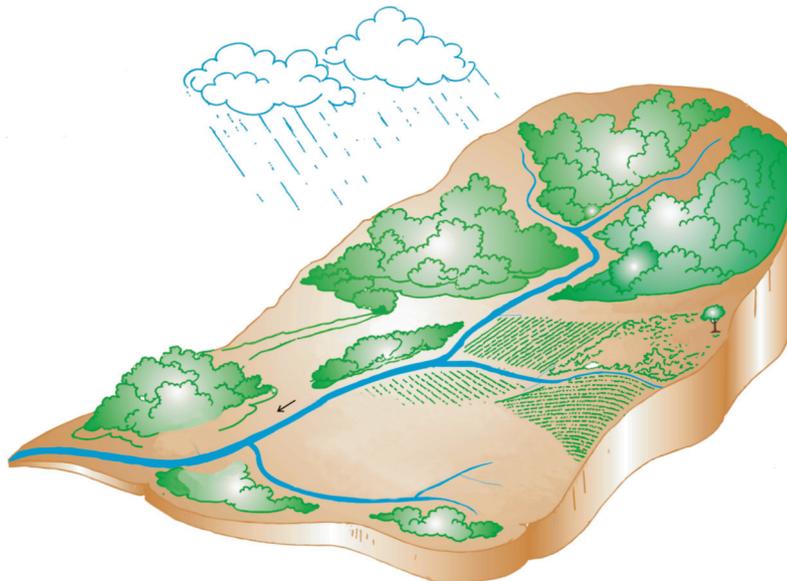


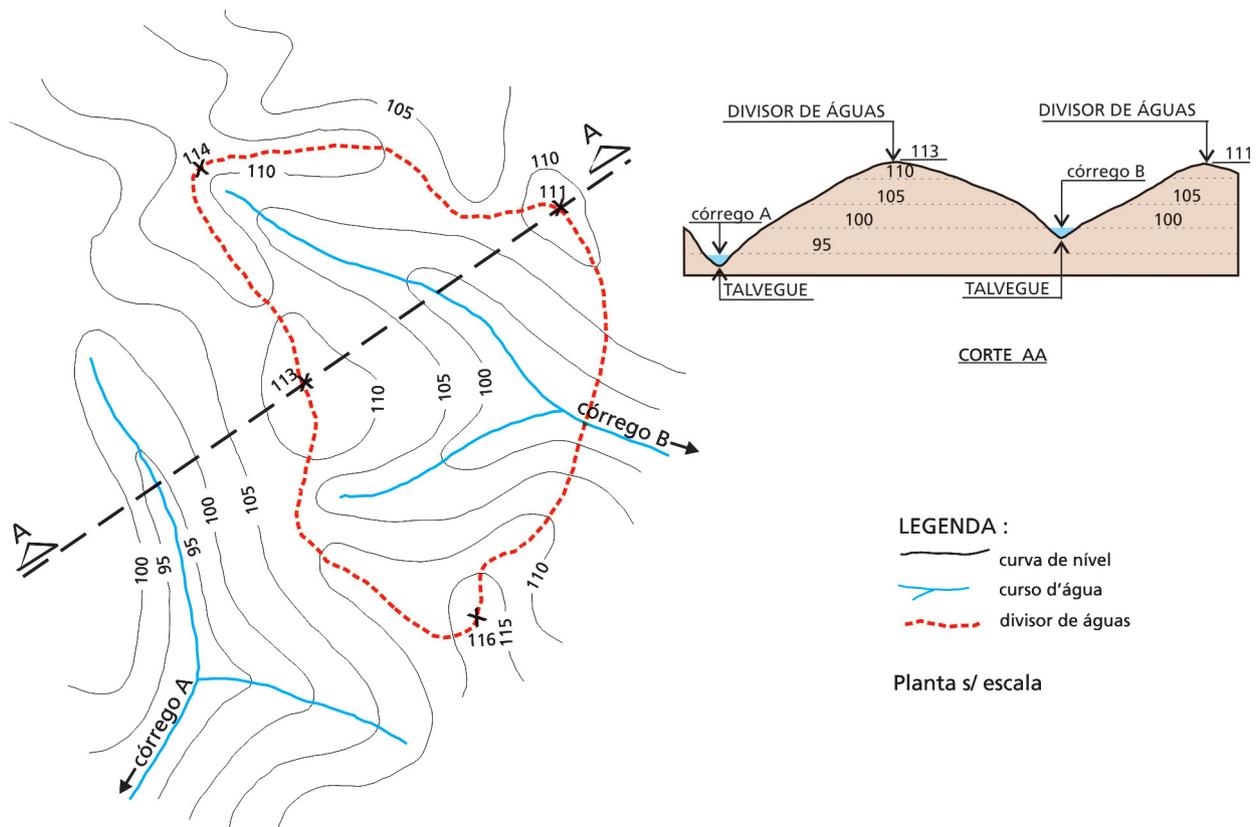
Figura 2. Representação, em perspectiva, da bacia hidrográfica de um curso d'água.



• Talvegue

É a linha por onde correm as águas no fundo de um vale, definida pela interseção dos planos das vertentes. Assim se denomina, também, o canal mais profundo do leito de um curso d'água (Figura 3).

Figura 3. Caracterização do relevo de uma bacia hidrográfica - talvegues e divisores de águas.



• Precipitação

Toda água que provém do meio atmosférico e atinge a superfície da bacia. Nesta publicação considera-se precipitação como sinônimo de chuva.

• Altura Pluviométrica

Quantidade de água precipitada por unidade de área horizontal, medida pela altura que a água atingiria se fosse mantida no local (sem se infiltrar, escoar ou evaporar). A unidade de medição habitual é o milímetro (mm) de chuva, definido como quantidade de precipitação que corresponde ao volume de 1 litro por metro quadrado de superfície (Figura 4).

As medições de precipitação atmosférica (chuva, no caso) são feitas com o uso de um pluviômetro (Figura 5), aparelho formado por um recipiente cilíndrico com medidas padronizadas que, exposto às intempéries, armazena a água da chuva preci-

pitada no período decorrido entre as leituras. Na parte superior, um funil que recebe a água da chuva tem uma entrada com diâmetro (D) padronizado e área conhecida. Uma proveta graduada permite a medição do volume de água acumulado dentro do pluviômetro. Esse volume, dividido pela área de captação do pluviômetro, resulta em uma altura equivalente de chuva, dada em milímetros. As leituras são feitas diariamente, sempre no mesmo horário.

Para a obtenção de dados contínuos, com informações de início, final e quantidade das precipitações, são usados os pluviógrafos, aparelhos registradores que acumulam os volumes captados e os representam em um gráfico num cilindro movido por equipamento de relojoaria.

Atualmente dissemina-se o uso de estações telemétricas que transmitem informações por rádio, telefone ou satélite, ou que acumulam digitalmente dados de longos períodos para recuperação posterior.

Figura 4. Altura pluviométrica e volume precipitado sobre área de valor conhecido.

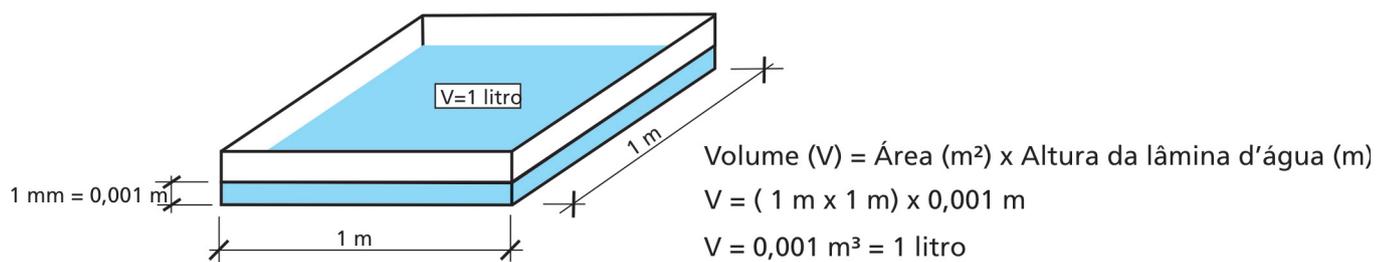
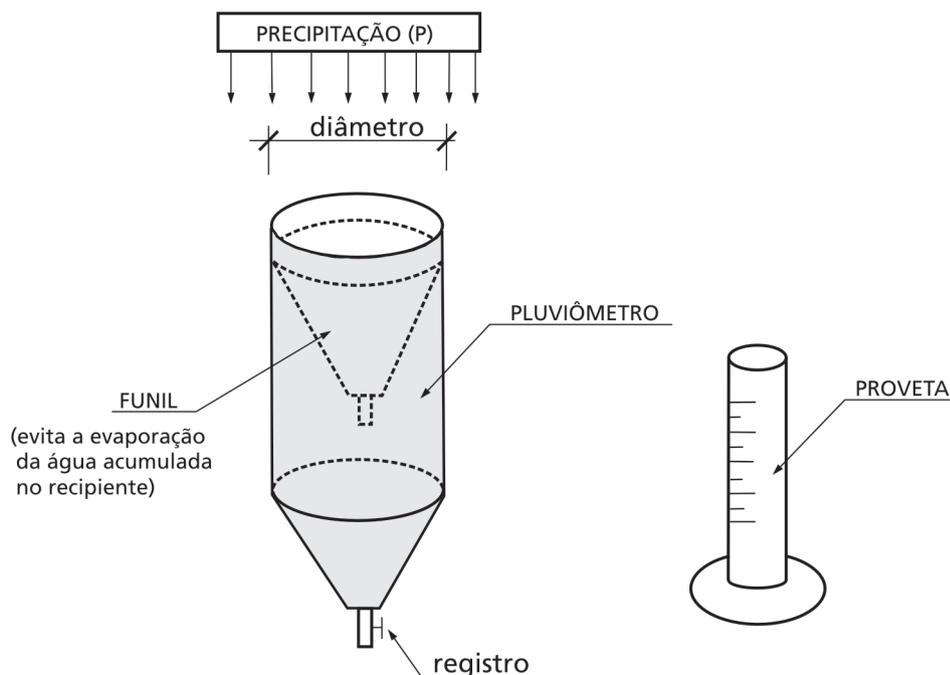


Figura 5. Representação esquemática de um pluviômetro.



• Duração da Precipitação

É o período de tempo em que ocorre uma determinada precipitação. As unidades normalmente adotadas são minuto ou hora.

• Intensidade da Precipitação

Precipitação por unidade de tempo obtida como a relação entre altura pluviométrica e duração, expressa em mm/hora ou mm/minuto.

VAZÃO DE PROJETO

Vazão de enchente de um curso d'água vinculada à segurança de uma obra hidráulica, associada à probabilidade da ocorrência do evento em um ano qualquer. É estimada para a bacia de contribuição delimitada pela seção de projeto.

Metodologias

Para a aplicação da metodologia adequada, em primeiro lugar deve-se verificar a extensão da série histórica de *dados fluviométricos* existente e também, se necessário, o tamanho da área de drenagem (AD) da bacia em estudo (DAEE, 1994), conforme a seguinte classificação (Figura 6):

Extensão da série histórica de dados fluviométricos superior a 3 anos:

- Método CTH (3 a 10 anos), empírico : baseia-se na técnica do hidrograma unitário;
- Método Gradex (10 a 25 anos): correlaciona o resultado da análise de frequência de dados de precipitações intensas e de vazões máximas;
- Método Estatístico (> 25 anos): emprega análise estatística com ajuste de distribuições de probabilidade à série de dados.

Extensão da série histórica de dados fluviométricos inferior a 3 anos:

Métodos sintéticos:

- Método Racional ($AD \leq 2 \text{ km}^2$)
- Método I-PAI-WU ($2 < AD \leq 200 \text{ km}^2$)
- Método Prof. Kokei Uehara ($200 < AD \leq 600 \text{ km}^2$)
- Hidrograma Unitário - Propagação ($AD > 600 \text{ km}^2$)

Modelos matemáticos de simulação de ondas de cheias: *CABC* ou *ABC6* ($AD > 2 \text{ km}^2$).

CABC - Simulador Hidrológico de Bacias Complexas. Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica - FCTH. USP, São Paulo/SP (<http://www.fcth.br/software/cabc.html>).

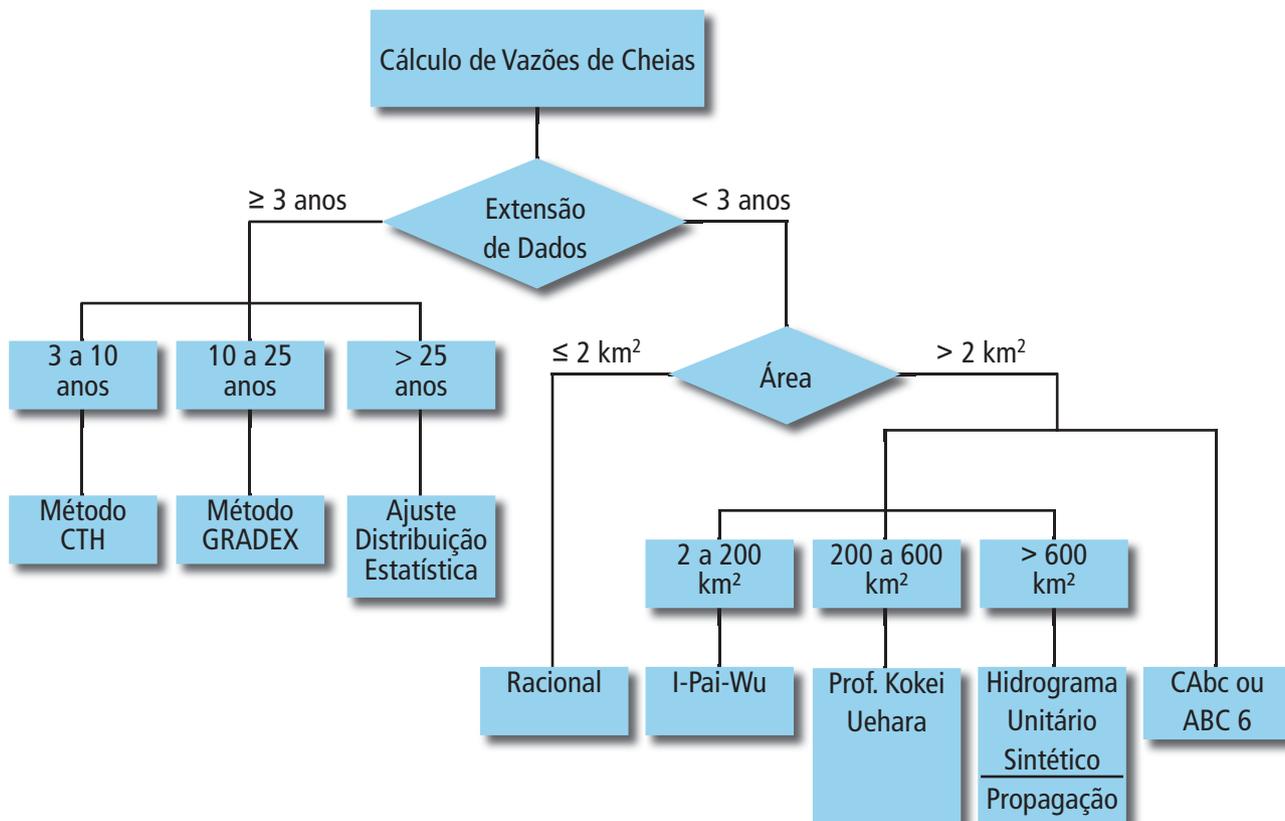
ABC6 - Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da USP, Labsid - Laboratório de Sistemas de Suporte a Decisões. (<http://www.phd.poli.usp.br>).

Software gratuito.

Os dois softwares utilizam a mesma base teórica e levam a resultados semelhantes.

Dados fluviométricos ou registros de vazão de um curso d'água, em uma seção determinada, são obtidos com a instalação e a operação (contínua, e pelo maior período possível) de um posto fluviométrico, instalado em uma seção onde seja possível estabelecer uma boa relação entre nível d'água e vazão, para as mais diversas situações do curso d'água – tanto na estiagem como nas cheias. Normalmente essa situação favorável ocorre onde há estabilidade das margens e leito, em trechos retos a montante de um controle, como uma queda d'água, por exemplo. Medições de descarga, em situações de estiagem e cheia, realizadas todos os anos, permitem traçar para cada posto uma curva, representando as relações entre cotas e vazões, denominada curva-chave do posto. As cotas são medidas numa régua fixada em uma das margens. Registros (obrigatórios) diários são feitos com a leitura da régua sempre no mesmo horário. Por meio da curva-chave esses registros são transformados em dados de vazões.

Figura 6: Diagrama das metodologias adotadas para a estimativa de vazões de enchente.



A fim de facilitar a compreensão dos conceitos básicos de Hidrologia, a seguir demonstra-se a utilização do Método Racional na determinação de vazões de cheia necessárias ao dimensionamento ou à verificação de projetos de obras hidráulicas.

Método Racional

É utilizado para a estimativa de vazões de enchente em bacias que não apresentem complexidade, e tenham até 2 km² de área de drenagem, por meio da seguinte expressão (DAEE, 1994):

$$Q = 0,1667 C i AD$$

1

com:

Q = vazão de enchente (m³/s)

AD = área de drenagem (ha)

C = coeficiente de escoamento superficial (*runoff*)

i = intensidade de precipitação (mm/min)

O Método Racional não avalia o volume de cheia nem a distribuição temporal de vazões.

Na seqüência, a caracterização e análise dos parâmetros AD, C e i.

• Área de Drenagem

O valor da área da bacia hidrográfica é determinado mediante o desenho de seus limites, ou da linha do divisor de águas, em uma planta planialtimétrica. A medição da área da figura resultante pode ser feita por qualquer método que permita razoável precisão, com o uso de planímetro, *softwares*, figuras geométricas, etc. Esses procedimentos são comentados no Capítulo 3.

• Coeficiente de Escoamento Superficial Direto

Um dos princípios do Método Racional é a adoção de um coeficiente único (C), ou *runoff*, estimado com base em características da bacia, e que representa o seu grau de impermeabilização ou de urbanização. Quanto menor a possibilidade de a água precipitada infiltrar-se no solo, ou de ficar retida pela vegetação, maior será a parcela que se transformará em Escoamento Superficial Direto, resultando um valor mais elevado para o coeficiente C. A Tabela 1 apresenta faixas de valores de C para uso em projetos.

Tabela 1: Valores recomendados para o coeficiente C (DAEE, 1994).

USO DO SOLO OU GRAU DE URBANIZAÇÃO	VALORES DE C	
	MÍNIMOS	MÁXIMOS
Área totalmente urbanizada	0,50	1,00
Área parcialmente urbanizada	0,35	0,50
Área predominantemente de plantações, pastos etc.	0,20	0,35

• Intensidade da Precipitação

As estimativas de intensidade de precipitação são feitas pela análise estatística de séries de dados pluviométricos relativos à região de estudo. Dados referentes a longos períodos permitem que se considere frequência como probabilidade, levando ao traçado de "Curvas I-D-F", que representam as três características fundamentais das precipitações: *intensidade, duração e frequência*. Portanto, para estimar a intensidade da chuva crítica a ser adotada na determinação de uma vazão de projeto, é preciso, antes de tudo, definir qual período de retorno e duração caracterizam o evento de precipitação.

Como se verá a seguir, a escolha do período de retorno relaciona-se ao risco que se irá adotar para a segurança da obra projetada. Para a duração, adota-se o valor do tempo de concentração da bacia.

Deve-se prever a evolução da ocupação do solo, ou do índice de urbanização. Isso evitará que as vazões de projeto se tornem subdimensionadas a curto ou a médio prazo, devido ao crescimento da impermeabilização. Não considerar as condições futuras de ocupação do solo da bacia hidrográfica analisada pode, em pouco tempo, tornar obsoletas as obras hidráulicas projetadas.

Curvas de *intensidade, duração e frequência* das precipitações, parâmetros também expressos por meio de equações e tabelas, resultam da análise estatística de séries de dados de determinado posto pluviométrico e são válidas para a região do seu entorno. No Estado de São Paulo, o DAEE, por meio do Centro Tecnológico de Hidráulica e Recursos Hídricos (CTH), opera uma vasta rede de postos pluviométricos (além de fluviométricos e outros). Recomenda-se consultar o trabalho *Equações de Chuvas Intensas do Estado de São Paulo* (MARTINEZ Jr., 1999).

• Período de Retorno

Representa o risco a ser assumido no dimensionamento de uma obra hidráulica. Vincula à obra ou empreendimento o grau de segurança que se deseja proporcionar, refletindo a frequência com que a chuva ou vazão utilizada no dimensionamento venha a ser igualada ou ultrapassada num ano qualquer. Essa frequência é igual ao inverso do valor do período de retorno ou tempo de recorrência (TR).

É importante notar que a escolha do período de retorno para o dimensionamento de uma obra deve ser precedida de análises relativas aos prejuízos tangíveis e intangíveis que possam vir a ser causados por eventos críticos como enchentes.

Tabela 2: Recomendações para valores mínimos de períodos de retorno¹.

OBRA	SEÇÃO GEOMÉTRICA		TR (anos)	
			Área Urbana	Área Rural
Canalização	A céu aberto	Trapezoidal	50	(a)
		Retangular	100	
	Contorno fechado		100	
Travessias: pontes, bueiros e estruturas afins	Qualquer		100	100 (b)
Borda livre (f)				
Canais a céu aberto: $f \geq 10\%$ da lâmina líquida de cheia (H_{TR}), com $f \geq 0,4$ m				
Canais em contorno fechado: $f \geq 0,2 H_{TR}$.				

Obra	Dimensões - h e L (d) (m)	TR (anos)
Barramento (c)	$h \leq 5$ e $L \leq 200$	100
	$5 < h \leq 15$ e $L \leq 500$	1.000
	$h > 15$ e/ou $L > 500$	10.000 ou PMP(e)
Borda livre ² (f) – desnível entre a crista e o nível máximo <i>maximorum</i> : $f \geq 0,5$ m		

(a) Análise caso a caso - TRs menores. (b) Para rodovias de menor importância e obras de menor porte e risco poderão ser utilizados TRs menores que 100 anos ($TR \geq 25$ anos), com análise caso a caso. (c) Conforme o tipo de ocupação a jusante de um barramento, pode haver exigências de períodos de retorno maiores que os indicados, para redução do risco de acidentes. (d) h = altura do maciço medida a partir do talvegue; L = comprimento do maciço. (e) PMP : Precipitação Máxima Provável.

¹O DAEE deve ser consultado nos casos que não se enquadrem na Tabela 2.

² O talude de montante de um maciço de terra deve ser protegido por enrocamento (rip-rap) feito com pedras jogadas, para evitar processos erosivos causados pelas variações do nível d'água e pelo impacto de ondas que interferem no dimensionamento da borda livre (*freeboard*), levando-se em consideração a profundidade e a extensão do reservatório, a direção e intensidade dos ventos, entre outros parâmetros.

Para representar um TR = 25 anos, imagine-se um dado com 25 faces, uma delas marcada com "X". A probabilidade teórica de ocorrência da face com o "X" é de 1/25, ou seja, de 4%. Porém, quando se faz séries de 25 lances com o dado, o evento "face com X para cima" poderá ocorrer logo no primeiro lance, poderá não ocorrer numa série de 25 lances consecutivos, ocorrer mais que uma vez em 25 lances etc.

• Duração da Chuva Crítica

Na aplicação do Método Racional, como em vários outros, considera-se a duração da precipitação intensa de projeto igual ao tempo de concentração da bacia. Quando se observa tal igualdade, admite-se que a bacia é suficientemente pequena para que essa situação ocorra (a duração é inversamente proporcional à intensidade). Em bacias pequenas, as condições mais críticas se devem a precipitações convectivas, de pequena duração e grande intensidade.

• Tempo de Concentração

É o tempo que a partícula de chuva que cai no ponto mais distante da bacia demora para chegar até a seção de interesse – pontos M e S da Figura 7. O desnível e a distância entre esses dois pontos são expressos por (Δh) e (L). Para determinar o tempo de concentração (t_c) há vários métodos.³ O DAEE recomenda a utilização da fórmula do “California Culverts Practice” (TUCCI, 1993):

onde:

t_c = tempo de concentração (min)

L = comprimento do talvegue do curso d’água (km)

Δh = desnível do talvegue entre a seção e o ponto mais distante da bacia (m)

$$t_c = 57 \left(\frac{L^3}{\Delta h} \right)^{0,385}$$

2

Essa equação simplificada pode ser usada quando não há dados topográficos que permitam um melhor detalhamento do perfil do talvegue. Havendo informações topográficas, com a definição de pontos intermediários entre a seção de estudo e o ponto mais distante, é possível conhecer melhor o perfil longitudinal do talvegue, com as diferentes declividades de cada trecho (Figura 7). Nesses casos, calcula-se t_c utilizando-se a declividade equivalente (I_{eq}) na equação (2), resultando a expressão abaixo que fornece valores mais representativos para t_c (min):

$$t_c = 57 \left(\frac{L^2}{I_{eq}} \right)^{0,385}$$

3

com:

I_{eq} = declividade equivalente, em m/km

$L = L_1 + L_2 + \dots + L_n$ = comprimento (km) total do talvegue (trecho S-M na Figura 7)

$j_n = \frac{\Delta h_n}{L_n}$, declividade (m/km) de cada trecho n

$$I_{eq} = \left(\frac{L}{\frac{L_1}{\sqrt{j_1}} + \frac{L_2}{\sqrt{j_2}} + \dots + \frac{L_n}{\sqrt{j_n}}} \right)^2$$

4

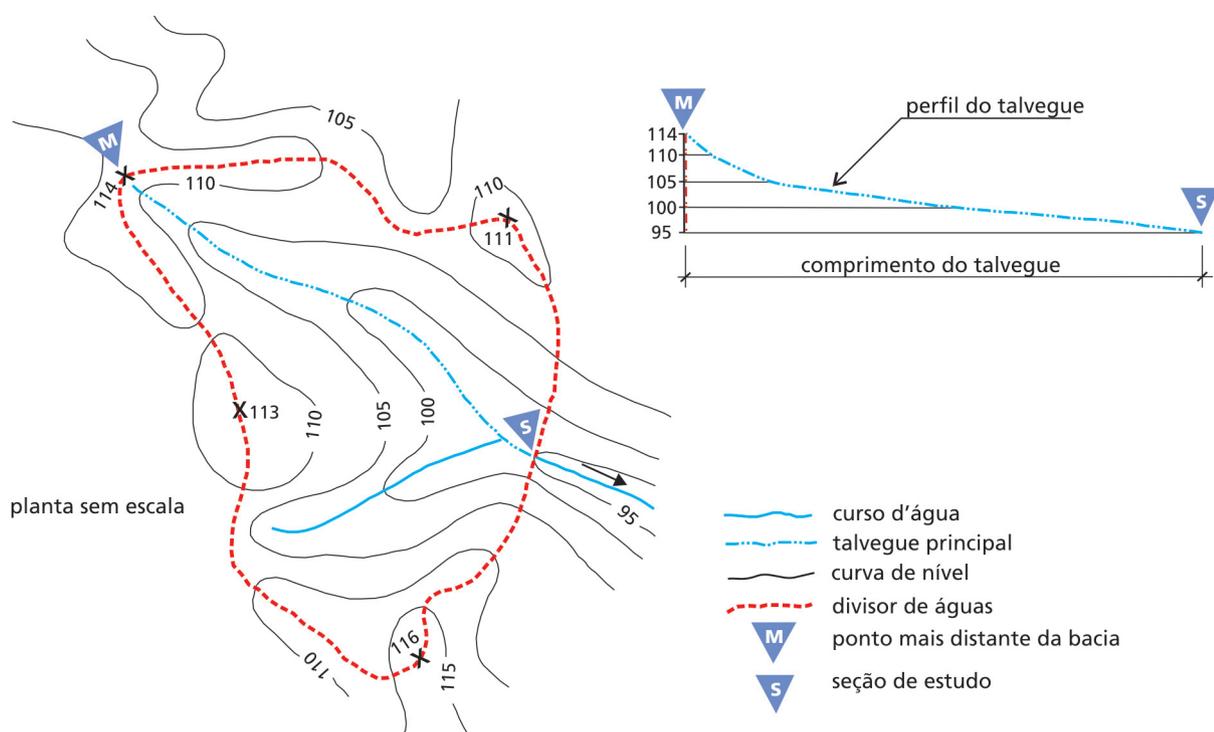
³ Há vários métodos empíricos para determinar o tempo de concentração (t_c) (PAIVA, 2003). Na verificação dos projetos para concessão de outorga, o DAEE utiliza o método “Califórnia Culverts Practice” para determinar a vazão de projeto. Para melhor avaliar o t_c de uma bacia hidrográfica, pode-se aplicar o método cinemático, que considera as condições naturais e as canalizações existentes na bacia, mas necessita de levantamentos topográficos detalhados.

No exemplo da Figura 7, como o talvegue é cortado em diversos pontos pelas curvas de nível, pode-se delimitar vários trechos com comprimento e cotas (superior e inferior) conhecidos. Com a declividade média de cada trecho ($j_n = \Delta h_n / L_n$) organiza-se uma tabela que expresse o perfil longitudinal do talvegue entre a seção de interesse (S) e o ponto do talvegue mais a montante (M), no divisor de águas.

No Capítulo 3, pode-se acompanhar a determinação do tempo de concentração com o uso da declividade equivalente (exemplo numérico).

Deve-se prestar muita atenção às unidades de fórmulas empíricas como a do tempo de concentração.

Figura 7: Representação de uma pequena bacia de contribuição, com destaque para o talvegue principal.



• Intensidade da Chuva Crítica

Conforme já citado, a existência de séries longas e confiáveis de dados de postos pluviométricos permite a geração de curvas (e tabelas) representando as relações entre intensidade, duração e frequência (I-D-F) de precipitações para várias localidades.

A título de exemplo apresenta-se a equação de chuvas intensas para a cidade de Piracicaba, posto D4-104R (período de dados - 1980 a 1997), obtida na publicação Equações de Chuvas Intensas do Estado de São Paulo (MARTINEZ Jr., 1999).

$$i_{t,TR} = 47,8273 (t + 30)^{-0,911} + 19,2043 (t + 30)^{-0,9256} \left[-0,482 - 0,9273 \ln \ln \left(\frac{TR}{TR - 1} \right) \right]$$

5

para $10 \leq t \leq 1440$ min

onde

t = duração da chuva (min)

TR = tempo de recorrência ou período de retorno (em anos)

$i_{t,TR}$ = intensidade da chuva (mm/min), correspondente à duração t e ao período de retorno TR.

• Cálculo da Vazão de Projeto

Após se ter estabelecido o período de retorno (TR) e calculado a duração ($t = t_c$)⁴ da chuva crítica, pode-se substituir esses valores numa equação de chuvas intensas, como a discriminada acima, e determinar o valor da intensidade da chuva de projeto ($i_{t,TR}$).

Com esse valor (i) e com os valores da área de drenagem (AD) da bacia e do coeficiente de escoamento superficial (C) pode-se, então, calcular o valor da vazão de cheia com o emprego da Equação (1), $Q = k C i AD$.

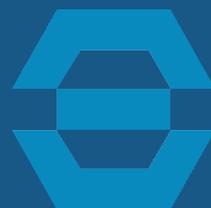
⁴ No caso de t_c resultar num valor inferior a 10 minutos, deve-se adotar $t_c = 10$ min, possibilitando o uso da equação I-D-F.

PARTE I



HIDROLOGIA E HIDRÁULICA: CONCEITOS BÁSICOS E METODOLOGIAS

Capítulo 2 Hidráulica de Canais, Travessias e Barramentos



DAEE

Este capítulo resume, de forma prática, os conceitos básicos de Hidráulica referentes ao dimensionamento de pequenas obras de canalização, travessia e barramento que não apresentem complexidade.

CANALIZAÇÃO

Canalizar significa modificar ou alterar a seção e/ou o traçado natural de um curso d'água (rio, ribeirão, córrego etc.).

TIPOS DE CANALIZAÇÃO	A céu aberto (canais) De contorno fechado (galerias)
SEÇÕES GEOMÉTRICAS NORMALMENTE UTILIZADAS	Trapezoidal Retangular Circular
REVESTIMENTOS MAIS COMUNS	Terra Enrocamento (rachão) Pedra argamassada Concreto Gabião Terra armada

Os diagramas e as ilustrações das Figuras 8 a 12 apresentam vários tipos de seções e de revestimentos, ordenados sob o aspecto econômico.

Figura 8. Canalização a céu aberto. Tipos de revestimentos mais comuns.

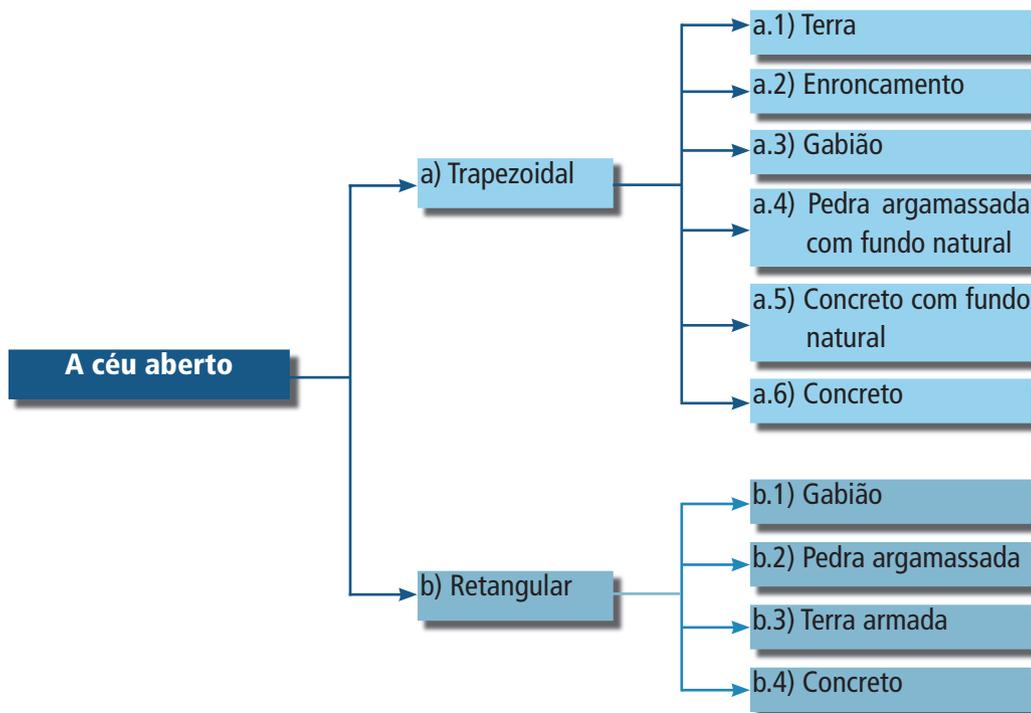
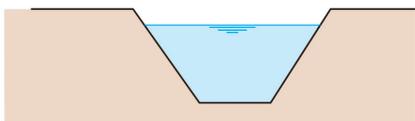
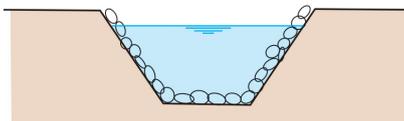


Figura 9. Tipos de revestimentos para canais trapezoidais.

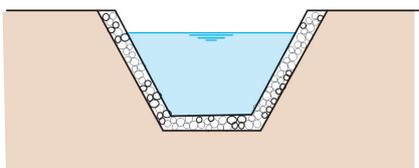
a1) terra



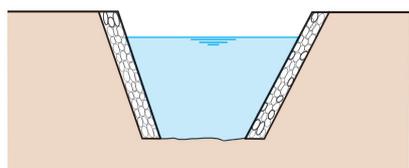
a2) enrocamento



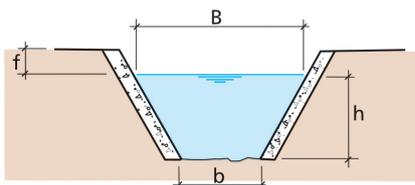
a3) gabião



a4) pedra argamassada com fundo natural



a5) concreto com fundo natural



a6) concreto

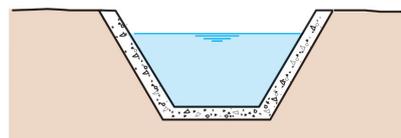
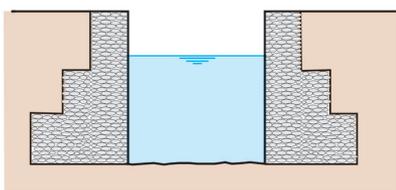
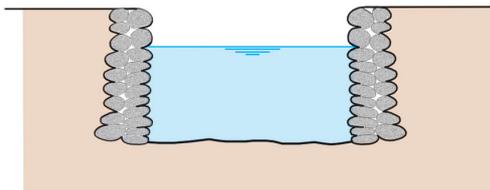


Figura 10. Tipos de revestimentos para canais retangulares (com fundo de terra).⁵

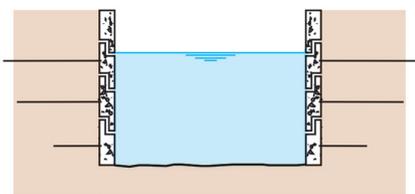
b1) gabião



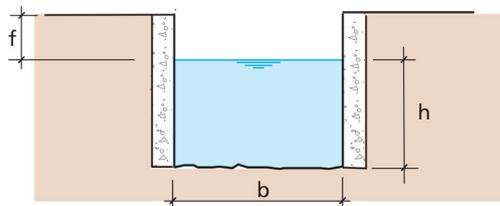
b2) pedra argamassada



b3) concreto (terra armada)



b4) concreto



b = largura do canal
h = profundidade da lâmina d'água
f = borda livre

⁵ Projetos de canalização com revestimento do leito resultam em obras significativamente mais dispendiosas que as de canais com leito natural.

Figura 11. Canalização em contorno fechado.

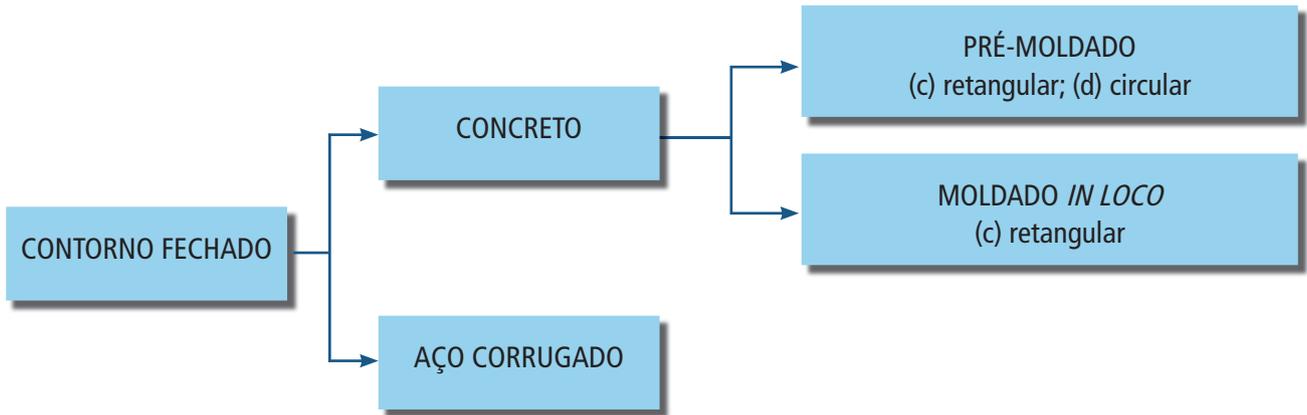
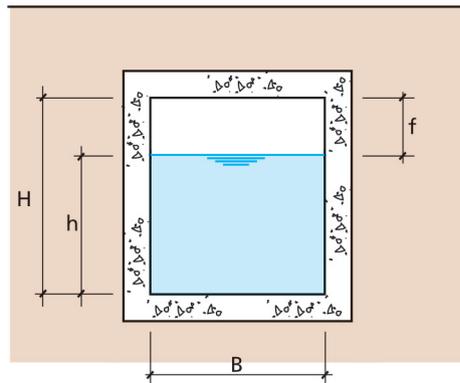
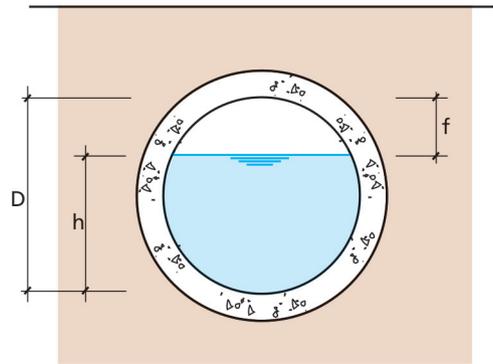


Figura 12. Seções de canalizações em contorno fechado.

c) retangular



d) circular



B = largura interna da seção
H = altura interna da seção
h = profundidade da lâmina d'água
D = diâmetro interno da seção
f = borda livre

Dimensionamento Hidráulico

Para o dimensionamento de canais foram utilizadas técnicas consagradas, empregadas usualmente nos projetos de drenagem urbana, mantendo-se o mesmo enfoque do Capítulo 1, de analisar casos simples como forma de apresentar os conceitos básicos de hidráulica de canais. Todo o equacionamento apresentado refere-se a escoamentos em regime uniforme e permanente, válido quando as características hidráulicas (h , Q e V) são constantes no tempo (regime permanente) e ao longo do percurso (regime uniforme), com o escoamento ocorrendo em condutos livres, nos quais parte do perímetro molhado mantém-se em contato com a atmosfera.

• Equação de Manning

$$V = \frac{1}{n} R_H^{2/3} \sqrt{i}$$

6

onde:

V = velocidade média (em m/s)

n = coeficiente de rugosidade de Manning

i = declividade média (em m/m)

R_H = raio hidráulico (em m)

O raio hidráulico é uma grandeza linear característica do escoamento, definida pelo quociente da área molhada pelo perímetro molhado da seção do escoamento.

$$R_H = \frac{A_m}{P_m}$$

com:

R_H = raio hidráulico (em m)

A_m = área molhada (em m²)

P_m = perímetro molhado (em m)

A declividade média (i) do trecho do canal em estudo é o quociente entre o desnível do fundo do canal (diferença de cotas de *montante* e *jusante* - Δh) e o seu comprimento (L), medido no plano horizontal. Δh e L em metros.

$$i = \frac{\Delta h}{L}$$

7

(m/m)

A corrente de um curso d'água flui de montante para jusante.

• Equação da Continuidade

$$Q = V A_m$$

8

onde:

V = velocidade média (em m/s)

A_m = área molhada (em m²)

Q = vazão (em m³/s)

Das equações (6) e (8), resulta:

$$Q = \frac{1}{n} R_H^{2/3} \sqrt{i} A_m$$

9 que permite a determinação de vazões (em m³/s) em função do coeficiente de Manning, do raio hidráulico (em m), da declividade média (em m/m) e da área molhada (em m²).

• Rugosidade

A Tabela 3 apresenta alguns valores do coeficiente de rugosidade n para utilização em projetos, nas equações (6) e (9).

Tabela 3. Coeficiente de Rugosidade de Manning (n).

REVESTIMENTO	n
Terra	0,035
Rachão	0,035
Gabião	0,028
Pedra argamassada	0,025
Aço corrugado	0,024
Concreto ⁶	0,018

Valores sugeridos pelo DAEE.

Para canais com parte da seção revestida e parte sem revestimento, como os casos a4 e a5, da Figura 9, e b1 a b4, da Figura 10, com fundo em terra, e nos casos em que são utilizados diferentes tipos de revestimento, determina-se um coeficiente de rugosidade equivalente, aplicando-se a expressão:

$$n_{eq} = \frac{P_a \cdot n_a + P_b \cdot n_b + \dots + P_n \cdot n_n}{P}$$

10

onde:

n_{eq} = coeficiente de rugosidade equivalente

P_a, P_b, \dots, P_n = perímetros molhados referentes aos revestimentos do tipo "a", "b", ..., "n"

n_a, n_b, \dots, n_n = rugosidades referentes aos diferentes revestimentos

$P = P_a + P_b + \dots + P_n$ = somatório dos perímetros molhados,

• Velocidade Máxima

Os valores de velocidades máximas permissíveis relativas a alguns tipos de revestimentos usados em canais estão na Tabela 4.

⁶ Para canais revestidos de concreto bem acabado, de traçado retilíneo, com águas limpas, pode-se admitir $n=0,013$. Caso a canalização apresente singularidades, onde houver a possibilidade de retenção e/ou de deposição de sedimentos, deve-se adotar $n=0,018$ ou estimar a rugosidade equivalente (n_{eq}) pela expressão (10).

Tabela 4. Limites superiores para velocidades em canais⁷.

REVESTIMENTO	V _{máx} (m/s)
Terra	1,5
Gabião	2,5
Pedra argamassada	3,0
Concreto	4,0

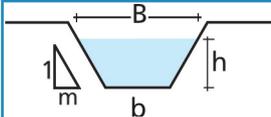
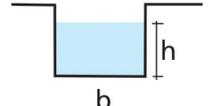
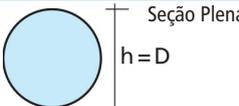
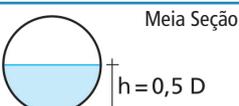
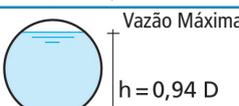
• **Borda Livre**

Em canais abertos deve-se manter uma borda livre mínima que corresponda a 10% da lâmina d'água estimada para a cheia de projeto, mas não inferior a 0,4 m ($f \geq 0,1h$, com a condição $f \geq 0,4m$). Para canais de contorno fechado deve ser mantida uma borda livre $f \geq 0,2h$ (Tabela 2).

• **Geometria das Seções Mais Comuns**

A Tabela 5 apresenta expressões para cálculo de elementos característicos das seções de canais de utilização mais freqüente com base em sua geometria.

Tabela 5. Elementos hidráulicos característicos de diferentes tipos de seções transversais.

Geometria da Seção	Área Molhada (A _m)	Perímetro Molhado (P _m)	Raio Hidráulico (R _H)	Largura Superficial (B)
	$(b+mh)h$	$b + 2h\sqrt{1+m^2}$	$\frac{(b+mh)h}{b + 2h\sqrt{1+m^2}}$	$b+2mh$
	$b \cdot h$	$b+2h$	$\frac{b \cdot h}{b+2h}$	b
 Seção Plena $h = D$	$\frac{\pi \cdot D^2}{4}$	$\pi \cdot D$	$\frac{D}{4}$	----
 Meia Seção $h = 0,5 D$	$\frac{\pi \cdot D^2}{8}$	$\frac{\pi \cdot D}{2}$	$\frac{D}{4}$	----
 Vazão Máxima $h = 0,94 D$	$0,7662 \cdot D^2$	$2,6467 \cdot D$	$0,2895 \cdot D$	----

⁷ Os limites da Tabela 4 são recomendados como valores de referência, com base em experiência de projetos.

Além das seções geométricas apresentadas, há outros tipos como: de base retangular com abóbada semicircular, ferradura, boca e ovóide, cujos dimensionamentos podem ser encontrados no manual *Contribuição ao dimensionamento hidráulico dos canais trapezoidais e canais de contorno fechado* (SALKAUSKAS, 1981), no qual se acham os cálculos hidráulicos em regime livre para os principais tipos de seções transversais usados na prática. Os métodos de cálculo baseiam-se na aplicação de parâmetros em forma de tabelas.

Princípios Orientadores para Projeto e Dimensionamento de Canais

- a) Todo projeto de obra hidráulica deve ser precedido de visita ao local da implantação para reconhecimento da área. Se possível, devem ser entrevistados moradores locais para obtenção de informações sobre ocorrências de enchentes.
- b) Na escolha da seção-tipo de projeto do canal, em primeiro lugar deve-se considerar a disponibilidade de faixa para a sua implantação.
- c) É necessário verificar o limite de velocidade para o tipo de revestimento a ser empregado. Às vezes deve-se adequar o perfil do leito do canal, reduzindo sua declividade com o emprego de degraus, a fim de não ser ultrapassada a velocidade máxima permitida pelo revestimento escolhido.
- d) Costuma-se analisar várias alternativas, em projetos de canais, escolhendo-se normalmente a mais econômica.
- e) No dimensionamento de canais em degraus, sugere-se consulta à obra *Drenagem Urbana - Manual de Projeto* (DAEE/CETESB, 1980).
- f) As obras de canalização, em geral, devem ser realizadas de jusante para montante, pelo fato de, uma vez concluídas, possibilitarem a passagem de maiores vazões do que na situação original. Caso contrário, precipitações intensas durante a obra poderão agravar inundações e erosões a jusante.
- g) Na elaboração de um projeto de canalização devem ser analisadas as condições do entorno da obra, para evitar soluções localizadas, verificando-se os possíveis efeitos provocados pela sua implantação, tanto a montante como a jusante do trecho a ser realizado, como, por exemplo, a transferência das vazões de cheia que agravam inundações a jusante, a eventual sobrelevação da linha d'água provocada por perda de carga na entrada do trecho canalizado que causa inundações a montante, e lâmina d'água de projeto compatível com as profundidades do canal.
- h) Se o trecho de jusante do curso d'água não tiver capacidade para absorver as vazões de enchente projetadas para a canalização, deve-se incluir na solução a implantação de volumes de retenção de cheias ("piscinões").
- i) Deve-se analisar se a velocidade média do escoamento no final da canalização é compatível com o canal de jusante. Caso seja superior aos limites permissíveis, devem ser previstas proteções dos taludes e/ou do leito com enrocamento numa

determinada extensão e, se necessário, estruturas para dissipação de energia (por onde deverá ser iniciada a obra - item "f"). Não é prática comum projetar bacias de dissipação de energia em canais, devido à dificuldade da localização do ressalto hidráulico. Nesses casos, sugere-se a implantação de degraus para reduzir a declividade do canal projetado, com a conseqüente redução das velocidades, compatibilizando-as com os valores permitidos para o trecho de jusante.

- j) Na análise de um trecho de canalização com várias singularidades como travessias, diferentes revestimentos, estrangulamentos, variações de seções e de vazões, não permitindo a análise como regime uniforme e permanente, segundo os procedimentos apresentados, sugere-se determinar a linha d'água, em regime gradualmente variado, com o uso do *software* "CLiv" - modelo de simulação.
- l) Outro caso comum em estudos e projetos, é a canalização que desemboca num receptor de maior porte, cujos níveis de cheia podem provocar remanso na linha d'água do trecho canalizado, reduzindo sensivelmente, com essa influência, a capacidade de veiculação de vazões no canal projetado. Frequentemente a ampliação da seção do canal não soluciona o problema, já que o nível d'água de jusante é o condicionante de projeto. Sugere-se analisar essas influências utilizando-se *softwares* como o já citado "CLiv".
- m) O risco admitido no dimensionamento de uma obra hidráulica associa-se ao período de retorno a ser adotado e ao tempo de vida útil previsto para o empreendimento. Na análise de risco deve-se levar em conta não só o custo da obra, mas também os custos tangíveis e intangíveis provocados por eventos naturais de período de retorno superior ao utilizado. Entende-se por custos tangíveis a reconstrução da obra e as indenizações por prejuízos causados a infra-estruturas atingidas, entre outros. Por custos intangíveis entende-se as paralisações dos sistemas viários e suas conseqüências, ferimentos e morte de pessoas, destruição e catástrofes ambientais etc.

CLiv - Conduitos Livres.
Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica - FCTH.
USP, São Paulo/SP. Modelo de Simulação. (<http://www.fcth.br/software/cliv.html>).

Plantas e Desenhos

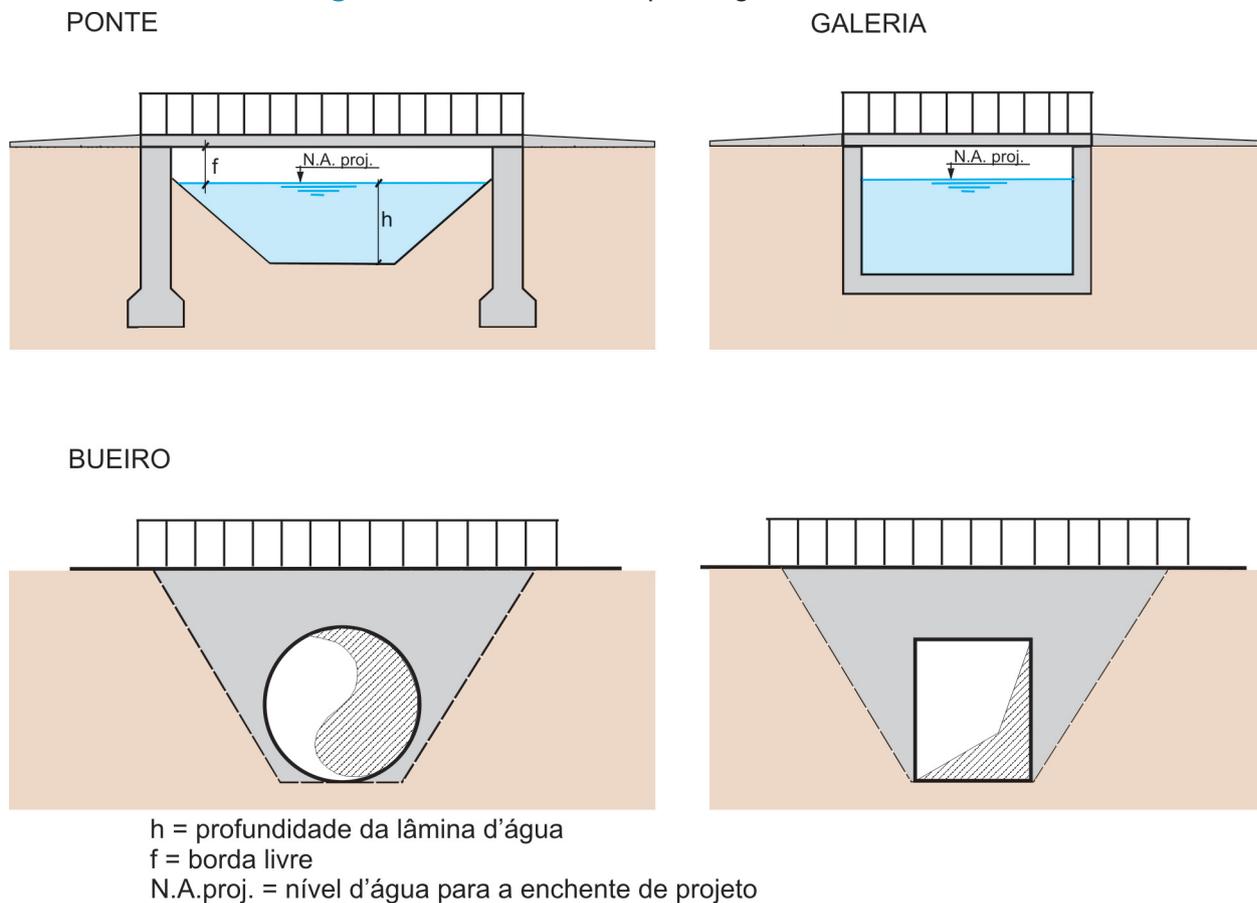
Na solicitação de outorga, além dos estudos e do dimensionamento com memorial de cálculo da hidrologia e da hidráulica da obra, devem ser apresentados, no mínimo, os seguintes desenhos e plantas:

- canalização (traçado geométrico);
- seções-tipo do canal;
- perfil longitudinal, contendo leito natural, fundo de projeto, margens esquerda e direita e linha d'água projetada;
- detalhes;
- seções topobatimétricas do canal, com a(s) seção(ões) de projeto.

TRAVESSIA

Travessias são estruturas que permitem a passagem de uma margem à outra de um curso d'água (ou lago) a pessoas, animais, veículos, água, gás, combustíveis, energia elétrica, telecomunicações, entre outros, por meio de pontes, cabos, condutos, túneis, etc. As travessias podem ser aéreas, intermediárias e subterrâneas. Denomina-se travessia aérea à passagem sobre o canal acima do nível d'água de projeto. A travessia é subterrânea quando a passagem se faz abaixo do leito do corpo d'água. Travessia intermediária é a passagem através do corpo d'água, entre o nível d'água máximo de projeto e o leito. Os principais tipos de travessias estão descritos nas Figuras 13 a 16.

Figura 13. Travessias aéreas: pontes, galerias e bueiros⁸.



⁸ Bueiro: conduto usado para dar livre passagem às águas da drenagem superficial sob uma rodovia, ferrovia, ou qualquer tipo de aterro (DAEE/CETESB, 1980).

Figura 14. Travessias aéreas: dutos.

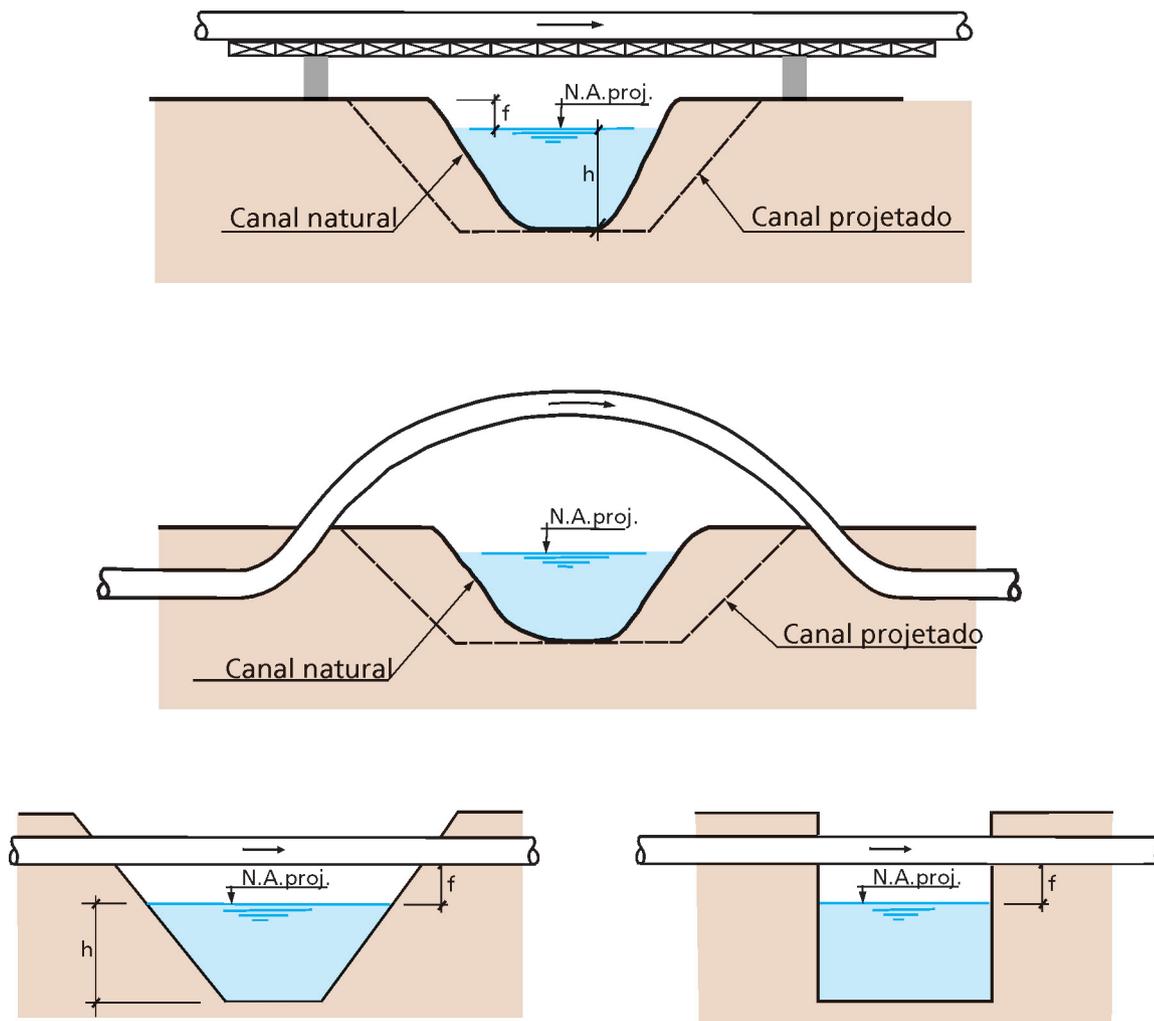
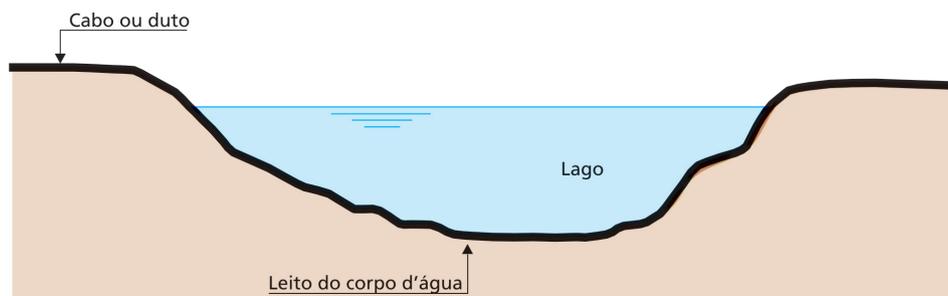
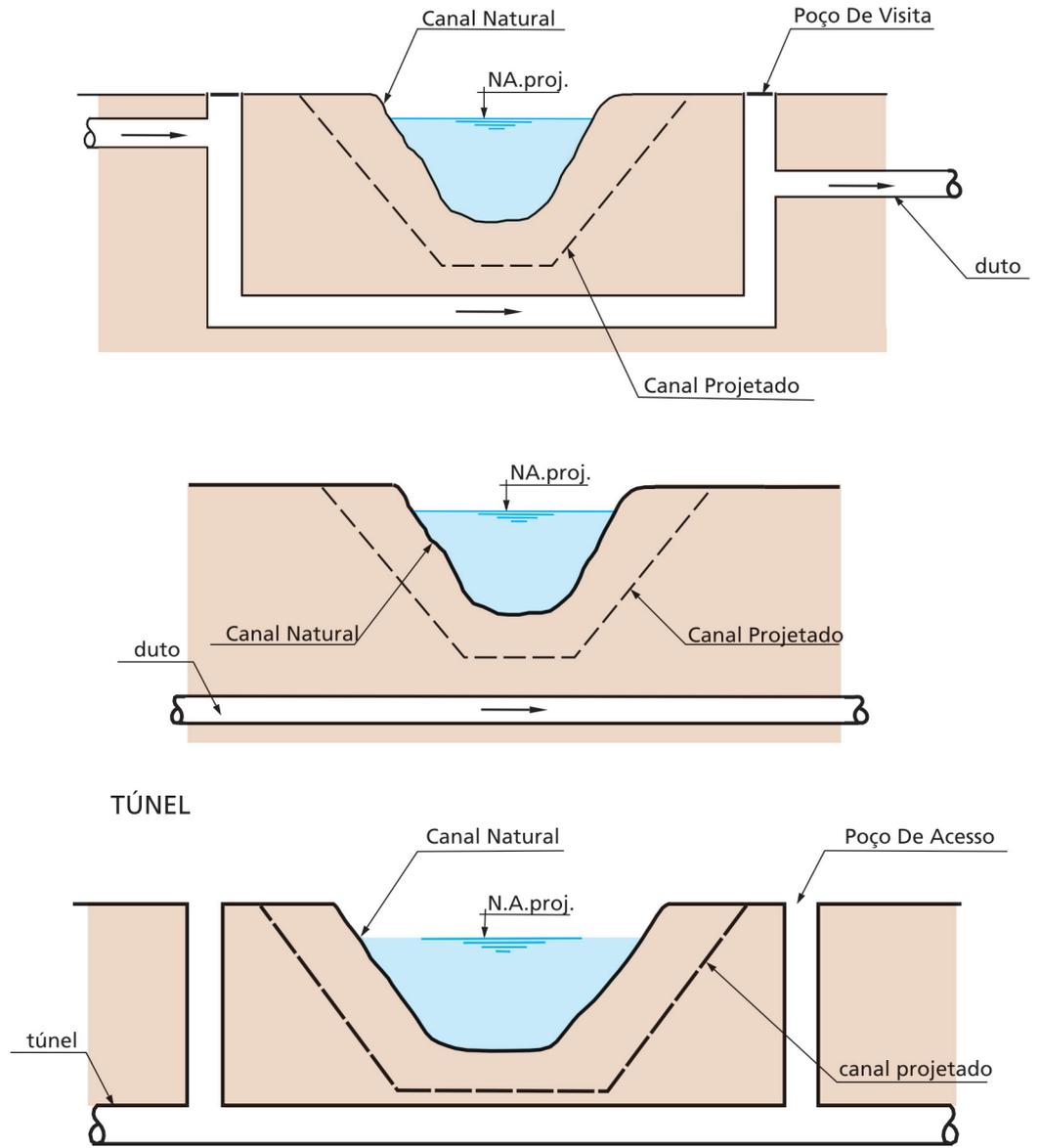


Figura 15. Travessia intermediária⁹.



⁹ Travessia intermediária, geralmente para cabos. O cabo ou o duto passam sob a superfície do corpo d'água e sobre seu leito. O DAEE não recomenda ou autoriza travessias desse tipo em cursos d'água (rios), por se constituírem em obstáculos ao escoamento e pelas altas velocidades durante as cheias.

Figura 16. Travessias subterrâneas: dutos e túnel.



N.A.proj. = nível d'água para a enchente de projeto

Dimensionamento Hidráulico

O dimensionamento hidráulico de travessias deve seguir as mesmas técnicas empregadas para as canalizações, ou seja, análise em regime uniforme e permanente (casos mais comuns), utilizando-se as equações de Manning (6) e da Continuidade (8) para determinar a velocidade média e a vazão de projeto. Devem ser observados também os mesmos coeficientes de rugosidade (Tabela 3) e as restrições quanto às velocidades máximas admissíveis para canais em função do tipo de revestimento (Tabela 5).

Neste Guia focaliza-se o dimensionamento de travessias no nível básico, considerando os escoamentos em regime livre. Não serão vistos os problemas de hidráulica relativos a bueiros e às influências de pilares de pontes e de aterros, entre outros. Para consulta e orientação recomenda-se a publicação *Drenagem Urbana - Manual de Projeto* (DAEE/CETESB, 1980).

Na determinação da declividade média de projeto sugere-se o levantamento, no mínimo, de três seções topobatimétricas localizadas no eixo da travessia, a jusante e a montante, eqüidistantes de 20 a 50 metros.

Princípios Orientadores para a Análise Hidráulica de Travessias

- a) No projeto de uma travessia é importante analisar e verificar as influências decorrentes de sua implantação, tanto a montante como a jusante da seção de projeto.
- b) Tubulações (adutora de água e coletores de esgotos, por exemplo) cruzando canais pouco acima da lâmina d'água de vazões normais, que ficam submersas durante as cheias obstruindo e prejudicando o escoamento pela redução da capacidade hidráulica da seção, constituem solução não recomendada para projetos de canalização.
- c) Caso uma travessia antiga se mostre insuficiente para a veiculação de vazões de cheia e necessite de ampliação de sua seção de escoamento, recomenda-se verificar, inicialmente, como as adequações introduzidas afetarão as cheias a jusante. Para evitar o agravamento de enchentes a jusante em função das adequações propostas, sugere-se a implantação de uma estrutura de controle de vazões a montante da travessia, formando-se, desse modo, uma área de retenção de cheias - "piscinão" - com efeito para jusante semelhante ao da travessia existente.
- d) Cuidados especiais devem ser observados no caso de a travessia operar como bueiro, no qual a carga necessária (NA) para veicular a vazão de projeto não deve provocar inundações na várzea a montante, em áreas de terceiros. Além disso, o aterro sobre a tubulação deve ser projetado considerando-se que funcionará como um barramento durante as cheias. Recomenda-se ainda que a saída do bueiro seja protegida com enrocamento ou outro revestimento, devido às altas velocidades que ali ocorrem durante as cheias, ou então que seja implantada uma estrutura de dissipação de energia no local para impedir possíveis erosões.

- e) O nível d'água na travessia relativo à cheia de projeto deve ser compatível com as cotas das margens do canal e da várzea a montante, ou seja, na medida do possível a implantação da travessia não deve provocar inundações a montante.
- f) Os níveis d'água do canal (natural ou não) devem ser compatíveis, tanto a montante como a jusante, com os níveis projetados e/ou verificados para a travessia.
- g) Borda livre (*freeboard*) mínima (Tabela 2): $f=10\%$ de h (lâmina d'água para a cheia de projeto), com $f \geq 0,4$ m (idem ao descrito para canais).
- h) Quando a seção da travessia não obedecer à mesma geometria da seção transversal do canal, deve-se prever trechos de transição na canalização, a montante e a jusante da travessia.
- i) Nos casos em que a seção da travessia provoca modificações na linha d'água no canal a montante, por perda de carga na entrada, por exemplo, recomenda-se analisar o perfil da linha d'água com a utilização, se for o caso, de *softwares* como o "CLiv".
- j) Os projetos de travessias de qualquer tipo, aéreas ou subterrâneas, devem levar em consideração as possíveis necessidades futuras de ampliação da seção do curso d'água que atravessam, seja qual for o motivo: crescimento da impermeabilização da bacia a montante, canalização do curso d'água, implantação de avenidas de fundo de vale etc. Sem essa atitude preventiva, a obra de travessia poderá transformar-se, em pouco tempo, numa seção de controle para o futuro canal, devendo ser reconstruída ou adequada.
- l) No caso de pontes, não devem ser projetadas vigas com a face inferior abaixo das margens do canal, em virtude da diminuição da capacidade hidráulica da seção da travessia. Por motivo semelhante, sempre que possível deve-se evitar a implantação de pilares na calha do curso d'água. Recomenda-se utilizar vigas invertidas, deixando a seção do canal completamente livre para o escoamento das águas.

Plantas e Desenhos

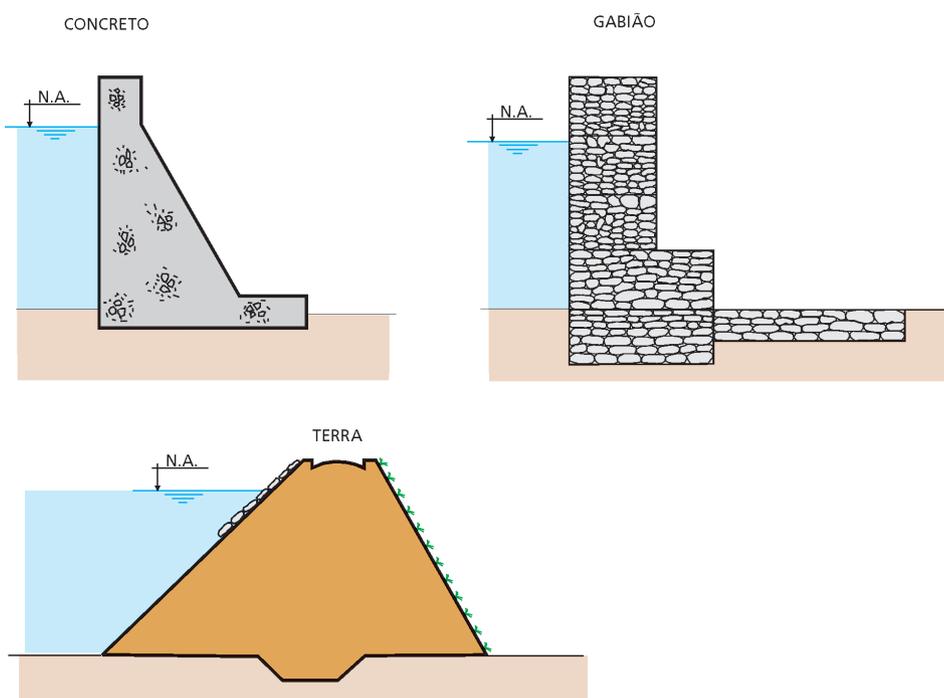
Para efeito de outorga, por semelhança com projetos de canalização, além dos estudos e do dimensionamento, contendo memorial de cálculo da hidrologia e da hidráulica, devem ser apresentadas, no mínimo, as seguintes plantas e desenhos:

- planta da implantação da obra de travessia;
- gabarito da travessia, no caso de travessias aéreas, locado na seção natural do canal, ou a seção transversal, no caso de bueiros e de dutos (subterrâneos);
- perfil longitudinal (ao longo do eixo do curso d'água);
- seções topobatimétricas do canal;
- detalhes de interesse para a outorga.

BARRAGEM

Barragens, *barramentos*, ou paramentos são estruturas construídas transversalmente aos cursos d'água, com o objetivo de modificar o fluxo, pela necessidade de elevação do nível e/ou para acumular volumes com finalidades como derivação das águas, controle de cheias, geração de energia, navegação, lazer etc.

Figura 17. Alguns tipos de barramentos.



Barramento é todo maciço cujo eixo principal esteja num plano que intercepte um curso d'água e respectivos terrenos marginais, alterando suas condições de escoamento natural, formando reservatório de água a montante, o qual tem finalidade única ou múltipla (Portaria DAEE 717/96).

Dimensionamento Hidráulico

Analisa-se neste Guia o dimensionamento das estruturas hidráulicas típicas de pequenas barragens, como descarregador de fundo, vertedor de superfície e bacia de dissipação de energia. Essas estruturas são necessárias porque garantem a integridade da obra, quando ocorrem precipitações intensas, e a manutenção de vazões mínimas para jusante, atendendo às condições ambientais e às necessidades de outros usuários. Também se analisa o amortecimento de ondas de cheia pelos reservatórios. Não são abordadas questões relativas à estrutura do barramento, estabilidade de taludes, filtros, drenos, tipos de material etc.

Seguindo a orientação geral inicialmente proposta, destaca-se o dimensionamento das estruturas hidráulicas de uma pequena barragem no nível básico, com o uso de procedimentos simplificados e práticos, aplicáveis em casos sem complexidade.

Soleira livre: por segurança, não se recomenda, jamais, a instalação de comportas sobre a soleira de vertedores de pequenas barragens.

Esses barramentos são implantados em seções que definem pequenas bacias de contribuição, com cheias de curto tempo de concentração, ou seja, durante as quais o pico de cheia é atingido rapidamente, inviabilizando operações de comportas por falta de tempo de reação. Além disso, pequenos barramentos formam reservatórios com limitada capacidade de amortecimento.

Vertedor de Superfície

Essa importante estrutura hidráulica permite a passagem das vazões do reservatório para o leito natural a jusante em canal aberto. É dimensionada para possibilitar o escoamento das vazões de cheias de projeto, após o amortecimento (se houver) pelo reservatório. Dessa forma, evita-se o galgamento do maciço da barragem pela onda de cheia, o que comprometeria a estabilidade da obra.

O extravasor de superfície ou vertedor de superfície é uma estrutura em canal aberto de seção retangular revestida. Normalmente é formado por canal de aproximação, *soleira* (inserida no canal do vertedor), calha inclinada ("rápido") e bacia de dissipação de energia para o encaminhamento do fluxo, em retorno ao leito de jusante, em condições hidráulicas convenientes através do canal de restituição¹⁰. Saliencia-se a importância de toda a estrutura de descarga superficial aqui descrita, por permitir um escoamento eficiente e previsível sobre a soleira projetada e possibilitar ao caudal vencer o desnível com a necessária dissipação da energia cinética.

• Descarga pelo Vertedor de Superfície

$$Q = \mu L H \sqrt{2gH}$$

- onde:
- 11 Q = vazão sobre a soleira em m³/s
 μ = coeficiente de descarga
 H = lâmina d'água sobre a soleira do vertedor em m
 g = aceleração da gravidade, de valor igual a 9,81 m/s²
 L = largura do vertedor (comprimento da soleira) em m (Figura 18)

Como , $\sqrt{2g} = 4,43$

$$Q = 4,43 \mu L H^{3/2}$$

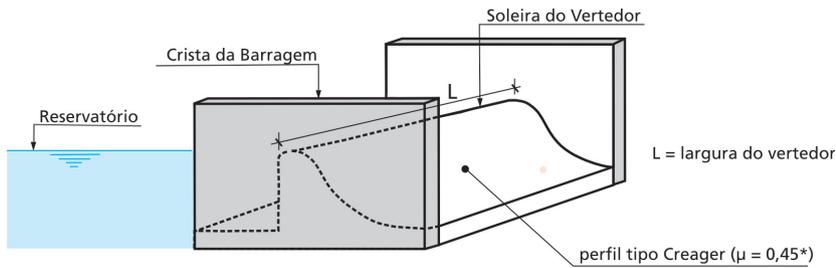
- 12 pode-se escrever a equação (11), na forma ao lado:
(com Q em m³/s e L e H em m).

Descarregador de Fundo

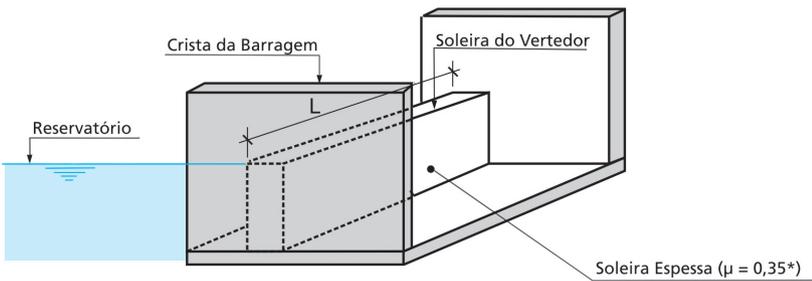
Estrutura hidráulica importante e indispensável para qualquer pequena barragem, o descarregador de fundo é utilizado na fase de construção do barramento como desvio para o escoamento das vazões do curso d'água. Após a implantação da obra, permite a operação do reservatório quando necessário em qualquer nível, tornando possível a manutenção de vazões mínimas para jusante. Preferencialmente deve funcionar hidráulicamente como conduto livre, para segurança da própria estrutura (Figura 19).

¹⁰ Em pequenas barragens a bacia de dissipação pode ser substituída por um projeto de canal do vertedor em degraus que funcionem como dissipadores de energia restituindo o fluxo da vazão de projeto em condições compatíveis com o canal de jusante (DAEE/CETESB, 1980, cap. VIII-3; CHOW, 1959, capítulo 15-15.)

Figura 18. Tipos de soleiras usadas normalmente



PERFIL TIPO CREAGER



SOLEIRA ESPESSA

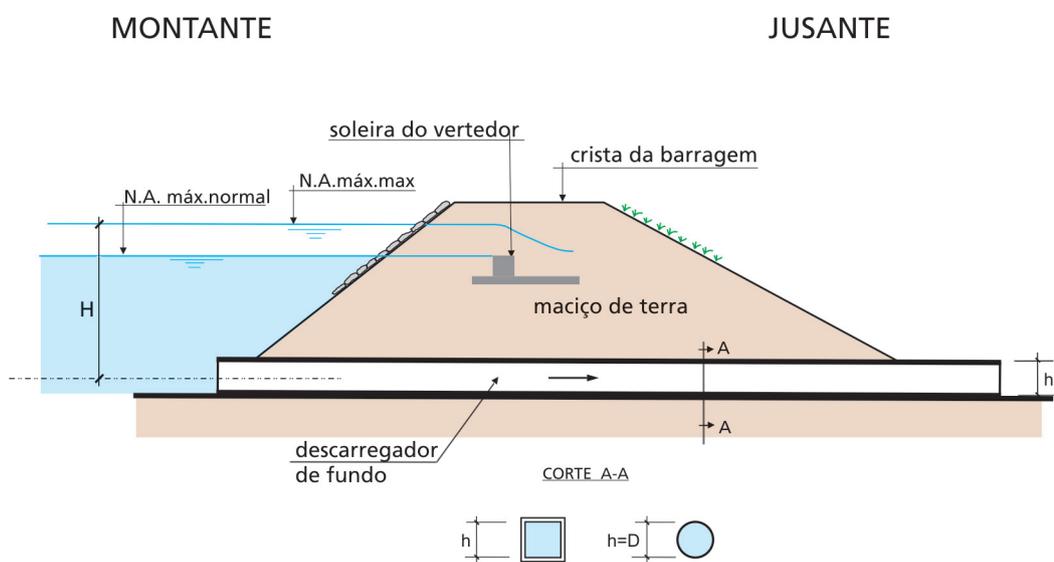
L = largura do vertedor

(*) valores máximos sugeridos para o coeficiente de descarga (μ)

Perfil Creager : $m = 0,45$

Soleira Espessa : $m = 0,35$

Figura 19. Descarregador de fundo de uma pequena barragem.



• Conduto Livre

Para a verificação da capacidade de escoamento de vazões como conduto livre, devem ser adotados os conceitos descritos no Capítulo 2 (págs. 27 a 29).

Por exemplo, no caso de tubulação de concreto (seção circular), de aplicação mais comum, pode-se verificar a vazão máxima, como conduto livre, com o uso da equação (9) e os dados das Tabelas 3 e 5:

$h = 0,94 D$ = lâmina líquida que resulta no maior valor de vazão

$A_m = 0,7662 D^2$ = área molhada

$R_H = 0,2895 D$ = raio hidráulico

D = diâmetro interno da tubulação

Da equação (9), resulta:

$$Q = \frac{1}{n} R_H^{2/3} \sqrt{i} A_m = \frac{1}{0,018} (0,2895 D)^{2/3} 0,7662 D^2 \sqrt{i}$$

$$Q = \frac{1}{n} 0,3353 D^{8/3} \sqrt{i}$$

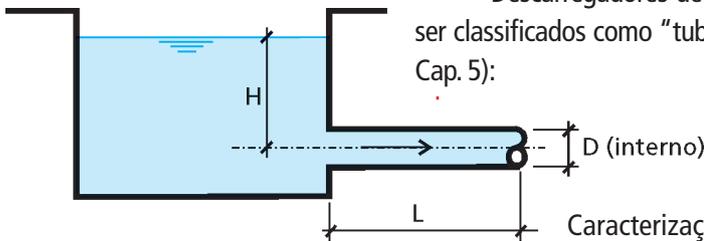
13 [Q em m³/s; D em m; i em m/m]

Para uso prático, utilizando o coeficiente de rugosidade $n = 0,018$ (concreto)¹¹, pode-se escrever a equação (13) da seguinte forma:

$$Q = 18,628 D^{8/3} \sqrt{i}$$

• Conduto Forçado

Descarregadores de fundo, funcionando em carga como conduto forçado, podem ser classificados como "tubos muito curtos" com descarga livre (AZEVEDO NETTO, 1998, Cap. 5):



Caracterização (aproximada) em função da relação $L = n D$.

Orifícios: $0 \leq L < 1,5 D$

Bocais: $1,5 D \leq L < 3 D$

Tubos muito curtos: $3 D \leq L < 500 D$

No processo rápido de cálculo, a determinação da vazão de tubos muito curtos, sujeitos a descarga livre, pode ser feita com a ajuda da fórmula geral deduzida para pequenos orifícios e bocais:

$$Q = C_d A \sqrt{2gH}$$

14 onde:

Q = vazão pelo conduto, em m³/s

A = área, em m², da seção transversal do descarregador de fundo, $\pi D^2 / 4$, sendo D o diâmetro interno do descarregador de seção circular.¹²

¹¹ Pequenas barragens e suas estruturas não recebem manutenção adequada. Por esse motivo, recomenda-se o uso de valores conservadores para o coeficiente de rugosidade "n".

g = aceleração da gravidade: $9,81 \text{ m/s}^2$

H = carga sobre o descarregador de fundo: diferença entre as cotas do nível d'água no reservatório e do eixo da galeria

C_d = coeficiente de descarga ($C_d = 0,6$)

O coeficiente de descarga C_d depende da relação L/D . Para os "tubos muito curtos", C_d decresce com a elevação da relação L/D .

Sugere-se utilizar $C_d = 0,6$, por segurança, para valores de L/D até 60.

Amortecimento de Ondas de Cheia Simplificado

O objetivo da análise do amortecimento de uma onda de cheia passando pelo reservatório de uma barragem é definir a vazão máxima ($Q_{S \text{ máx}}$) que terá de ser veiculada pelo vertedor (ou estruturas de descarga), para o seu dimensionamento. Com essa finalidade utiliza-se o valor da vazão de cheia de projeto ($Q_{E \text{ máx}}$) definido pela Hidrologia, verificando-se quanto do volume transportado pela enchente de projeto ficará armazenado no reservatório temporariamente (Figura 20).

Considerou-se que as vazões das cheias são veiculadas do reservatório para jusante apenas pelo vertedor de superfície.

Quando atingem o reservatório de uma barragem, os volumes transportados pela cheia aumentam a quantidade de água nele acumulada, elevando seu nível, em função, também, do controle exercido pelo vertedor. A saída de água para jusante, no retorno ao leito natural do rio, ocorrerá através do vertedor implantado junto do barramento. Portanto, o vertedor deve ser dimensionado para viabilizar a passagem da vazão máxima efluente durante a cheia de projeto, com o reservatório chegando a seu nível máximo *maximorum*.

Para um determinado risco ou período de retorno (TR) as estruturas de descarga deverão ser suficientes para evitar que o nível do reservatório se eleve acima do $N.A._{\text{máx. máx}}$ estabelecido em projeto, impedindo o vertimento por cima da crista do maciço, o que colocaria em risco tanto a segurança da barragem como das áreas a jusante.

Hidrograma de Enchente

A representação gráfica, típica, da passagem de uma onda de cheia pela seção de um rio é mostrada na Figura 20 (gráfico E), na qual se pode observar a variação da vazão no tempo: uma subida "rápida" da vazão, até atingir um máximo no instante t_a , com uma queda mais lenta, até retornar ao valor da vazão que originalmente escoava pelo canal, no instante t_b (tempo de base = $t_b - t_0$).

¹² Não se recomenda o uso de tubos com diâmetro inferior a 0,8 m para descarregadores de fundo de pequenas barragens de terra, devido a eventuais inspeções para verificação das condições da galeria, além de manutenções e limpezas que se tornem necessárias. Deve-se observar o mesmo procedimento para galerias de seção retangular ou de outros formatos.

Os volumes transportados por uma cheia afluem ao reservatório num intervalo de tempo (t_b) menor do que aquele que esses mesmos volumes demorarão para passar pelo extravasor da barragem e retornar ao leito natural do curso d'água: $t_s > t_a$ e $t_{b_s} > t_b$ (Figura 20).

Note-se que a configuração de um hidrograma é a mesma de um fluviograma de enchente que apresente a variação do nível d'água no canal no tempo. Como a cada cota atingida pela lâmina que escoar por uma seção se pode relacionar um valor de vazão (ver curva-chave), a partir de um fluviograma pode-se traçar o hidrograma correspondente.

Para o cálculo de amortecimento de cheias em reservatórios de barragens de maior importância deve-se usar o método iterativo ou o método gráfico que possibilitam a elaboração do hidrograma amortecido.

Curva Cota-Volume

A fim de melhor compreender os princípios do amortecimento de ondas de cheias em reservatórios, deve-se analisar o conceito de volume de amortecimento. Uma das conseqüências da implantação de um barramento é a formação de volumes de acumulação. A cada cota ou nível atingido pelo lago corresponde um valor de volume de água armazenado, contido pelas várzeas, encostas e pelo maciço da barragem. Com os dados de cotas e respectivos valores de volumes totais armazenados, pode-se traçar a curva cota-volume do reservatório, como mostra a Figura 21.

Hidrograma Triangular

O traçado de um hidrograma pode ser simplificado substituindo-se as curvas ascendente e descendente por segmentos de reta e considerando-se $t_0 =$ zero e $Q_b =$ zero. O diagrama assim gerado assume a forma triangular (Figura 22), com a base sobreposta ao eixo do tempo.

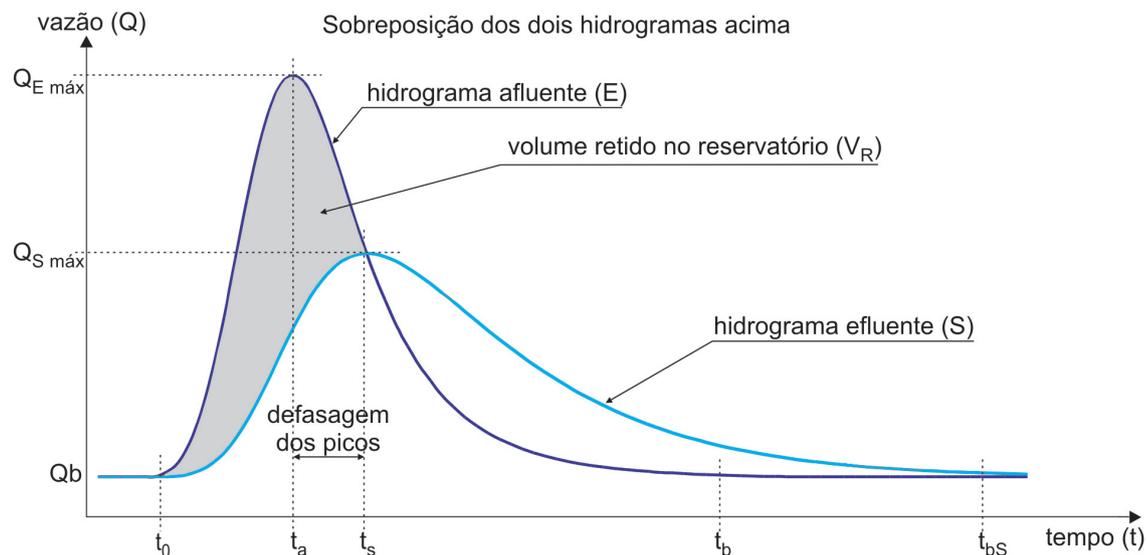
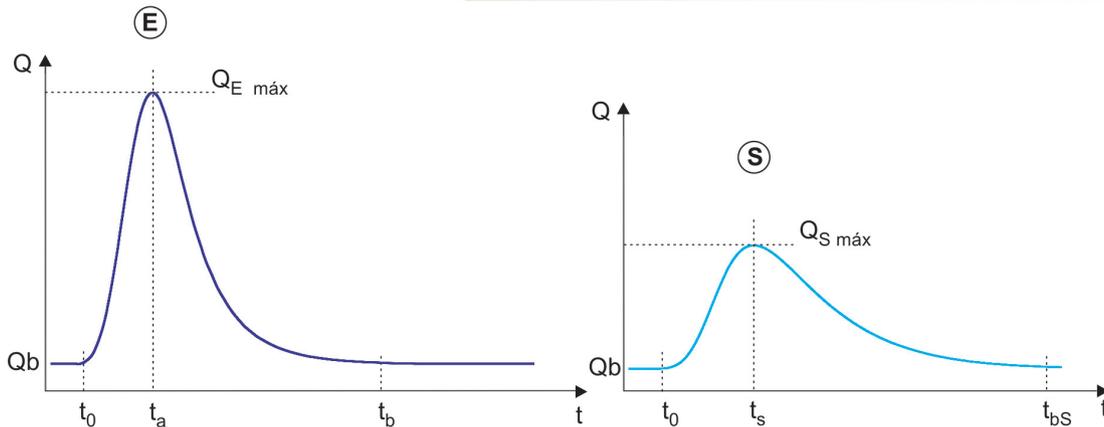
No uso do Método Racional (bacias até 2 km²), adota-se $t_a = t_c$, com t_c representando o tempo de concentração da bacia, e se estabelece uma relação entre t_c e t_b . Neste Guia adota-se $t_b = 3 t_c$, uma vez que o método não avalia ou calcula o volume de cheia.

O volume do hidrograma da cheia que entra no reservatório (V_E) pode ser estimado calculando-se a área do triângulo definido pelos pontos A, C e B (ΔACB), conforme indicado na Figura 22.

Aplicando-se a simplificação da representação triangular aos hidrogramas afluente (E), que entra no reservatório, e efluente (S), que sai do reservatório, da Figura 20, obtém-se o gráfico da Figura 23.

Como citado antes, considera-se a duração da chuva crítica igual ao tempo de concentração da bacia (t_c). Analisando-se o hidrograma da Figura 22, o instante t_c é aquele em que toda a área da bacia está contribuindo para a vazão da seção em estudo. Após t_a ($t_a = t_c$), com o término da precipitação e o escoamento superficial continuando durante determinado tempo, a curva de vazões passa a ser descendente, denominando-se, entre os momentos t_c e t_b , de curva de recessão do escoamento superficial.

Figura 20. Hidrogramas (afluente e efluente) típicos de uma cheia passando por um reservatório que permitem a observação do efeito do armazenamento no pico da cheia. Hipótese admitida: no início da precipitação o N.A. do reservatório coincidia com a cota da crista da soleira do vertedor.



t_0 = início da passagem da onda de cheia
Hidrograma das vazões que entram no reservatório (E):
 $t_a - t_0$ = tempo de ascensão
 $t_b - t_0$ = tempo de base

Hidrograma das vazões que saem do reservatório (S):
 $t_s - t_0$ = tempo de ascensão
 $t_{bS} - t_0$ = tempo de base

$$t_s > t_a \text{ e } t_{bS} > t_b$$

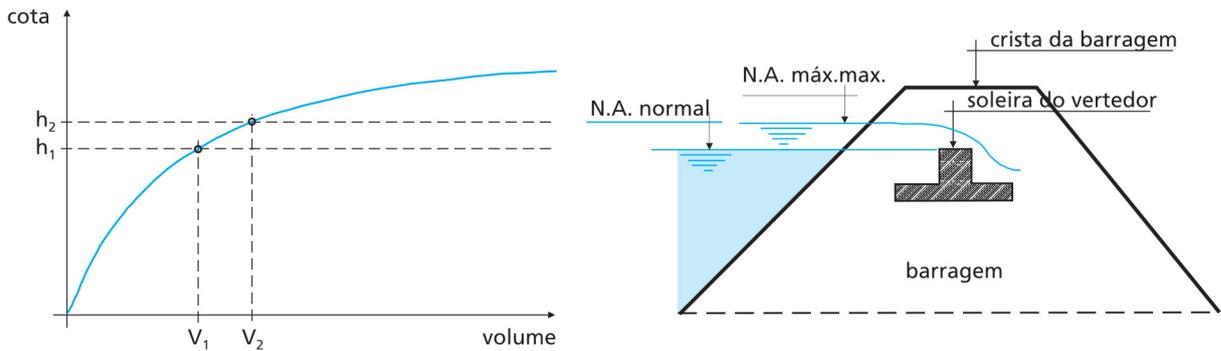
$$t_s - t_a = \text{defasagem dos picos}$$

Q_b = vazão de base do curso d'água

$Q_{E \text{ máx}}$ = vazão máxima que entra no reservatório (pico da enchente afluente)

$Q_{S \text{ máx}}$ = vazão máxima que sai do reservatório após o amortecimento

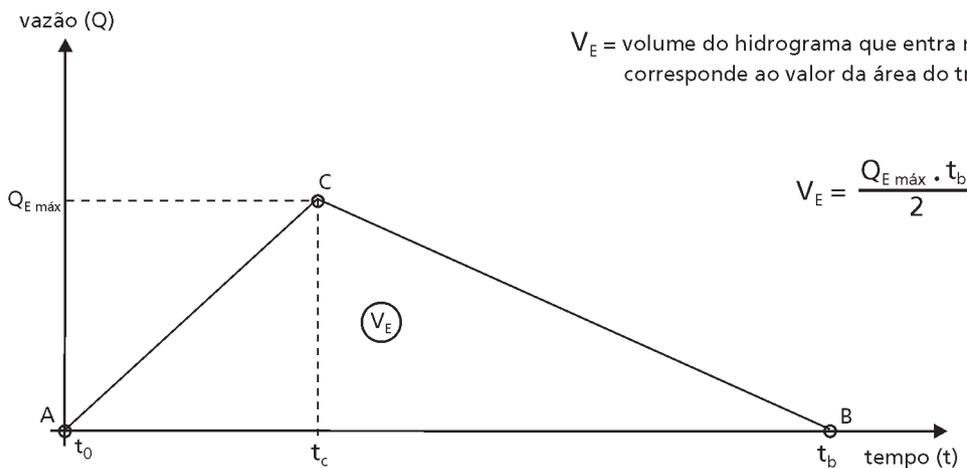
Figura 21. Curva cota-volume de reservatório formado por um pequeno barramento. O nível normal foi adotado igual ao da soleira livre do vertedor de superfície. O nível máximo *maximorum* (N.A._{máx.máx.}) resulta do amortecimento da cheia de projeto pelo reservatório e da capacidade hidráulica do vertedor de superfície.



N.A. máx.máx. = nível d'água máximomaximorum

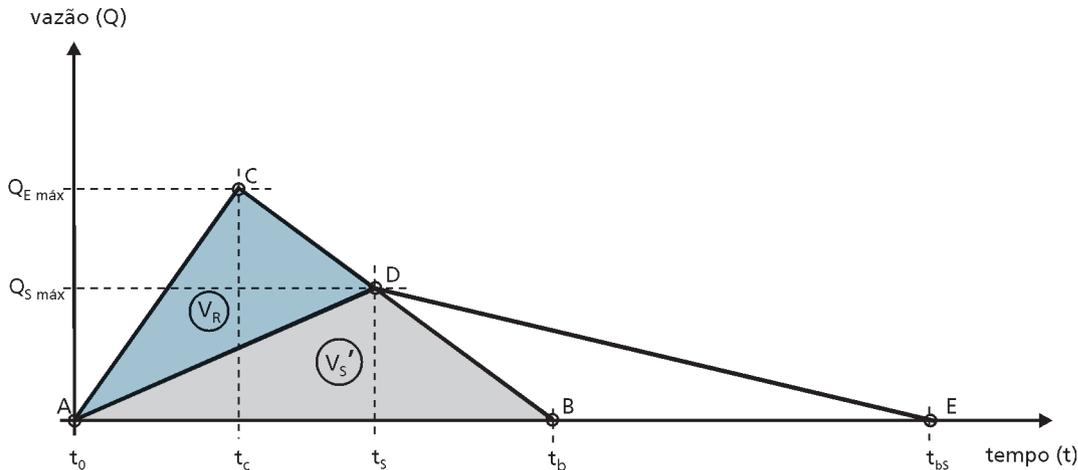
$V_R = V_2 - V_1 =$ volume de amortecimento de cheia

Figura 22. Representação triangular de um hidrograma de enchente.



$t_0 =$ zero (considerado)
 $t_a =$ tempo de ascensão. No Método Racional $t_a = t_c$ (tempo de concentração da bacia)
 $t_b =$ tempo de base
 $t_b - t_c =$ tempo de recessão

Figura 23. Representação triangular dos hidrogramas de uma cheia passando por um reservatório: o que entra no reservatório (afluente), definido pelos segmentos AC e CB, e o que sai do reservatório (efluente), definido pelos segmentos AD e DE. Hipótese adotada: no início da afluência da cheia, o nível d'água no reservatório encontra-se na mesma cota da soleira do vertedor.



Q_E = vazão de enchente que entra no reservatório (hidrograma ACB)
 Q_S = vazão que sai do reservatório pelo extravasor (hidrograma ADE)

$t_b = 3 t_c$ $t_0 = \text{zero}$

Da análise dos dois hidrogramas de enchente da Figura 23, tem-se:

- instante inicial: $t_0 = \text{zero}$ (considerado)
- hidrograma afluente definido pelos segmentos de reta AC (ascendente) e CB (descendente); valor máximo da vazão de enchente que entra no reservatório, $Q_{E \text{ máx}}$, ocorrendo no instante t_c
- hidrograma efluente definido pelos segmentos de reta AD (ascendente) e DE (descendente); valor máximo da vazão que sai pelo vertedor, $Q_{S \text{ máx}}$, ocorrendo no instante t_s
- volume total que entra no reservatório, V_E , no período t_0 a t_b , com valor igual ao volume total que sai pelo vertedor (V_S) no período t_0 a t_{bs} : $V_E = V_S$
- volume total da enchente correspondendo ao valor da área do triângulo formado pelo eixo do tempo e pelos segmentos ascendente e descendente (AC e CB ou AD e DE).

A partir das características geométricas dos triângulos da Figura 23 pode-se proceder ao seguinte desenvolvimento:

Volume total que entra : $V_E = \text{Área } \triangle ACB = \frac{Q_{E \text{ máx}} \cdot t_b}{2}$

Volume total que sai : $V_S = \text{Área } \triangle ADE = \frac{Q_{S \text{ máx}} \cdot t_{bs}}{2}$

Como $V_E = V_S$, então,
 Área $\triangle ACB = \triangle ADE$

Como não se conhece o valor de t_{bs} , utilizam-se as propriedades dos triângulos para a determinação de $Q_{Smáx}$.

Pela igualdade das áreas dos triângulos acima demonstrada,

$$\text{Área } \triangle ACB = \triangle ADE,$$

e sendo o $\triangle ADB$ parte componente dos dois, ou seja,

$$\text{Área } \triangle ACB = \text{Área } \triangle ACD + \text{Área } \triangle ADB = V_E$$

$$\text{Área } \triangle ADE = \text{Área } \triangle DBE + \text{Área } \triangle ADB = V_S,$$

conclui-se que

$$\text{Área } \triangle ACD = \text{Área } \triangle DBE$$

O volume de reservação ou de amortecimento¹³ (V_R) corresponde à área do triângulo ACD :

$$V_R = \text{Área } \triangle ACD$$

Como o volume (V_S') correspondente à área do $\triangle ADB$ é parte do volume total que entra, V_E , tem-se

$$V_E = V_R + V_S'$$

Pode-se, então, calcular o valor de $Q_{Smáx}$ por meio dos elementos geométricos do triângulo ACB .

Da hidrologia, tem-se os valores de

$$t_c = \text{tempo de concentração da bacia}$$

e

$$Q_{Emáx} = \text{vazão da cheia de projeto}$$

Determina-se,

$$t_b = 3 t_c$$

e

$$V_E = \frac{Q_{Emáx} \cdot t_b}{2}$$

Por meio da curva cota-volume do reservatório, determina-se o volume de reservação (V_R), conforme mostra a Figura 21: $V_R = V_2 - V_1$, onde V_1 é o volume acumulado no reservatório para o nível d'água normal (no caso, a cota da crista da soleira do vertedor) e V_2 , o volume acumulado para o nível máximo *maximorum*.

Com a igualdade

$$V_E = V_R + V_S'$$

determina-se

$$V_S' = V_E - V_R$$

e, com

$$V_S' = \text{Área } \triangle ADB = \frac{Q_{Smáx} \cdot t_b}{2}$$

é possível calcular

$$Q_{Smáx} = \frac{2 \cdot V_S'}{t_b}$$

¹³ Volume compreendido entre o nível d'água normal (cota da crista do vertedor) e o máximo *maximorum*.

Dessa forma, pela análise do amortecimento da onda de cheia de projeto ao passar pelo reservatório, utilizando-se a simplificação dos hidrogramas triangulares da Figura 23 e o valor do volume de reservação (ou de amortecimento de cheia) disponível, determina-se a vazão máxima efluente, $Q_{S\text{ máx}}$, que deverá ser veiculada através do vertedor.

Dimensionamento do Vertedor de Superfície

Após a determinação do valor de $Q_{S\text{ máx}}$, com a equação de descarga do vertedor (12) verifica-se o comprimento de soleira que será necessário para veicular a vazão máxima defluente:

$$Q = 4,43 \mu L H^{3/2}$$

com:

$$Q = Q_{S\text{ máx}} \text{ (m}^3\text{/s)}$$

μ = coeficiente de descarga do vertedor [0,35, para soleira espessa e 0,45, para soleira tipo Creager, por exemplo] (ver Figura 18)

H = carga sobre a soleira (m); simplificada, o valor da diferença entre a cota do nível d'água máximo *maximorum* do reservatório e a cota da soleira

L = comprimento da soleira (m)

Da equação acima, tira-se o valor de

$$L = \frac{Q_{S\text{ máx}}}{4,43 \mu H^{3/2}}$$

Bacias de Dissipação de Energia

Essas estruturas hidráulicas são projetadas a jusante de trechos de canais, dutos ou galerias com declividades acentuadas onde as altas velocidades ocasionam erosão e instabilidade no escoamento no encontro com trechos de menor declividade.

A implantação de uma barragem, por exemplo, cria um desnível entre as superfícies do reservatório e do curso d'água no trecho de jusante. As descargas através do vertedor têm que ultrapassar esse desnível para retornar ao leito do curso d'água a jusante. Se não for utilizado um trecho com forte inclinação ou com degraus, de modo a vencer o desnível numa curta distância, será necessário estender o canal de restituição do vertedor por centenas de metros, buscando um perfil em conformidade com o relevo natural.

Bons resultados são obtidos com a implantação de uma calha inclinada ("rápido"), ou trecho com declividade acentuada, no fim do qual o escoamento apresentará velocidades extremamente altas, ou muita energia inercial. Como a condição torrencial pode provocar erosão, pondo em risco a segurança da barragem, é necessário dissipar essa energia. Uma das formas é através de um ressalto hidráulico, localizado numa bacia de dissipação de energia, restituindo-se as águas para jusante do modo mais tranquilo possível.

O fenômeno do ressalto hidráulico é provocado pela agitação ou onda estacionária formada pela alteração brusca da velocidade do caudal, com mudança do regime de escoamento de supercrítico (torrencial) para subcrítico (fluvial).

Número de Froude

O Número de Froude (F) exprime a relação entre as forças inerciais e as forças gravitacionais, representando o efeito da gravidade sobre o estado do escoamento:

$$F = \frac{v}{\sqrt{gy}}$$

15

onde v é a velocidade média, y é a profundidade do escoamento e g a aceleração da gravidade.

O regime de escoamento é classificado de acordo com o valor assumido por F , sendo:

$F = 1$, regime crítico,

$F < 1$, subcrítico ou fluvial

$F > 1$, supercrítico ou torrencial

As bacias de dissipação tradicionalmente utilizadas nos barramentos são as definidas pelo U. S. Bureau of Reclamation que, após a realização de diversos ensaios, classificou-as de acordo com o F e a velocidade média do escoamento em :

Tipo I $1,7 < F < 2,5$

Tipo II $F > 4,5$ e $V > 15$ m/s

Tipo III $F > 4,5$ e $V < 15$ m/s

Tipo IV $2,5 < F < 4,5$

A garantia da formação do ressalto hidráulico, dentro da bacia de dissipação projetada, será maior quanto maior for F , resultando, assim, em menores comprimentos de bacia de dissipação para uma dada barragem.

Dimensionamento de uma Bacia de Dissipação

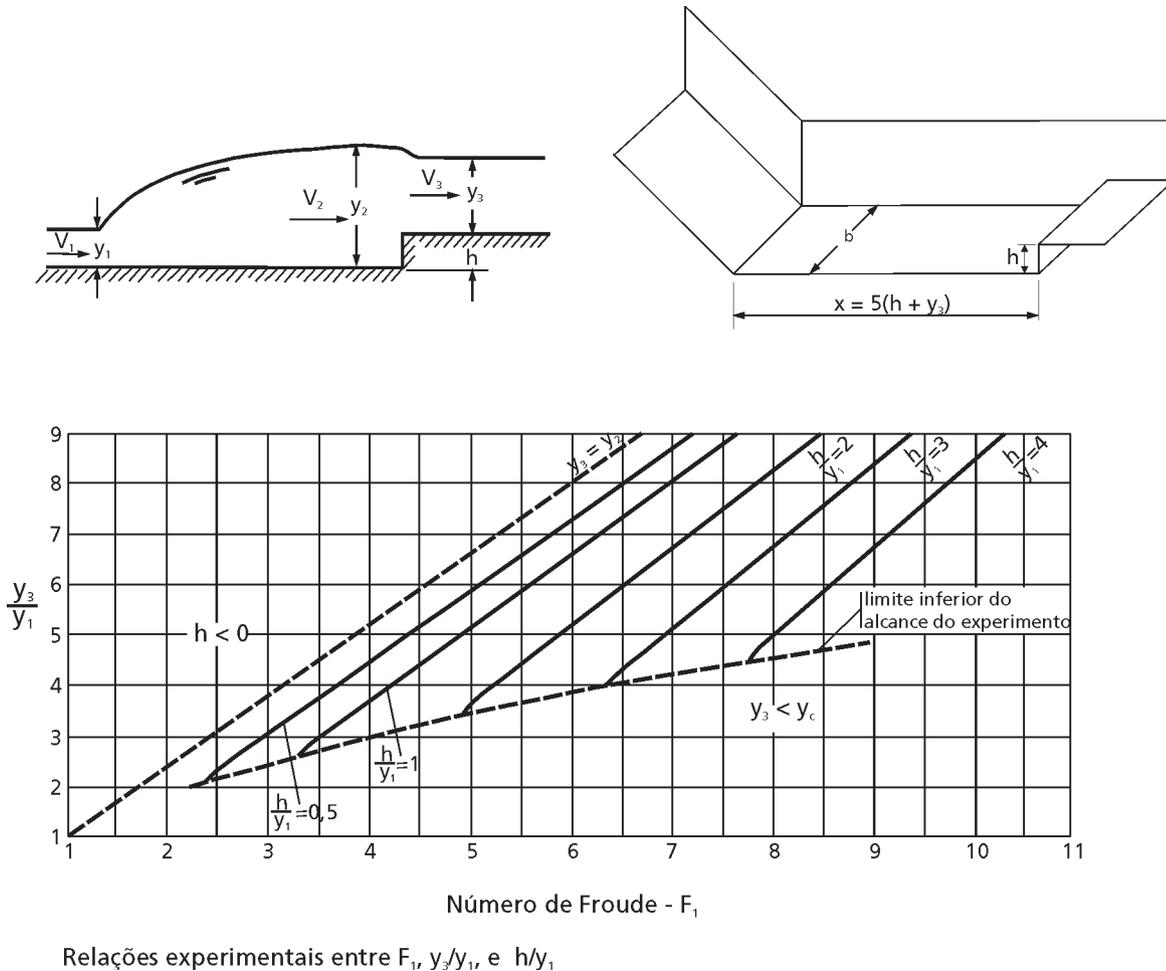
As bacias de fundo plano são de aplicação mais comum, pela facilidade de construção e eficiência quando bem projetadas.

Com a intenção de analisar e desenvolver o projeto de uma estrutura de linhas geométricas mais simples do que as bacias indicadas pelo U. S. Bureau of Reclamation, e de mais fácil construção, escolheu-se um modelo apresentado na publicação *Open-Channel Hydraulics* (CHOW, 1959, item 15-9 - *Controle do ressalto por meio de soleiras / 15-9.C.*).

O modelo foi ensaiado por Forster e Skrinde, em 1950, que a partir de dados experimentais produziram o gráfico da Figura 24.

A bacia tem fundo plano, seção retangular e termina em um degrau ou desnível ascendente, na forma de parede vertical, que se traduziu como "sobrelevação abrupta" do leito. Pelos diagramas e expressões da Figura 24 pode-se verificar que para determinar x e h (comprimento e profundidade da bacia), é preciso conhecer os valores de y_3 , v_1 e y_1 .

Figura 24. Bacia de dissipação de energia num canal retangular, terminando em sobrelevação abrupta do leito. Diagrama para projeto e verificação. Por Forster & Skrinde - 1950 (CHOW, 1959).



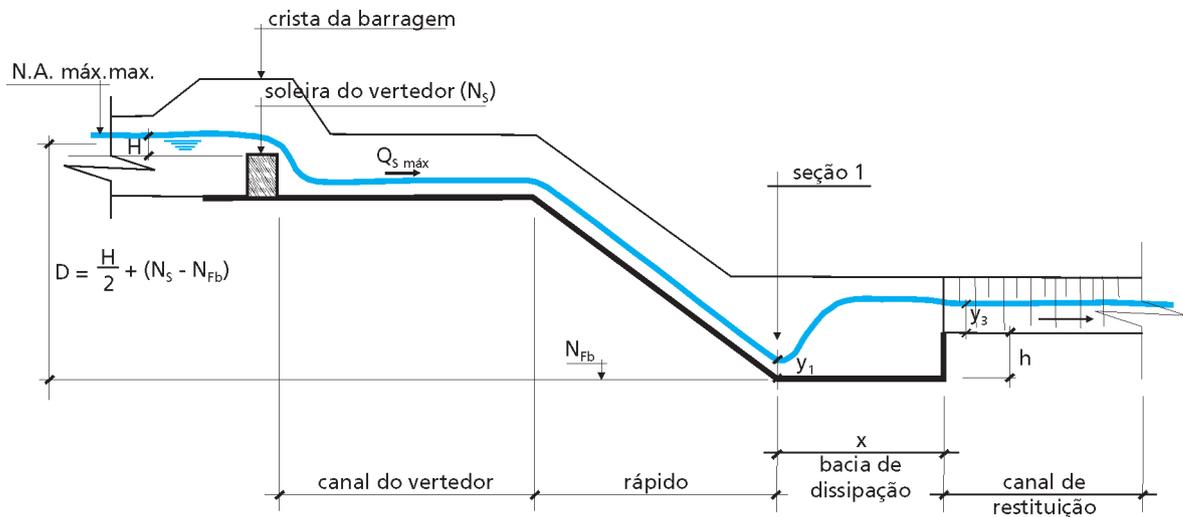
• Lâmina d'água de Jusante

A bacia de dissipação é dimensionada para a máxima vazão que deverá ser veiculada pelo vertedor quando ocorre a cheia de projeto: $Q_{S\text{ máx}}$.

O trecho de jusante do canal de restituição (Figura 25), de seção trapezoidal, deverá apresentar características físicas, como seção transversal e declividade, semelhantes às do canal natural do curso d'água a jusante do barramento, de forma a conduzir a $Q_{S\text{ máx}}$ nas mesmas condições de fluxo (lâmina e velocidade) do canal natural.

Uma vez estabelecidas a declividade e a seção transversal do trecho do canal de restituição entre a bacia de dissipação e o canal natural, usam-se as equações (6), (7) e (8) para a estimativa do valor de y_3 , que é a lâmina correspondente à vazão de valor igual à $Q_{S\text{ máx}}$.

Figura 25. Perfil longitudinal típico, adotado no projeto, para a estrutura de vertimento superficial que faz a transição entre o reservatório e o curso d'água.



• Velocidade e Lâmina na Seção de Entrada

No final do "rápido", na entrada da bacia (seção 1), tem-se uma seção retangular, de base b_1 , com área molhada

$$A_{m1} = y_1 \cdot b_1$$

Pela equação da continuidade (8), tem-se:

$$Q_{S\text{máx}} = v_1 \cdot A_{m1} = v_1 \cdot y_1 \cdot b_1$$

Denomina-se vazão específica (q_1) a vazão por unidade de largura do canal retangular na seção (1):

$$q_1 = \frac{Q_{S\text{máx}}}{b_1}$$

Como os valores de $Q_{S\text{máx}}$ e b_1 são conhecidos, das equações acima tem-se

$$y_1 = \frac{q_1}{v_1}$$

O valor de v_1 é estimado por meio da expressão que fornece a carga cinética em uma seção de um escoamento

$$H_c = \frac{v^2}{2g}$$

16

Substituindo-se H_c pelo desnível D , mostrado na Figura 25, determina-se a velocidade v_1 na entrada da bacia.

• Estimativa Preliminar da Profundidade da Bacia

Para uma primeira aproximação da profundidade da bacia (h) por meio do gráfico da Figura 24, adota-se um valor inicial para D :

$$D = NA_{\text{máx máx}} - \text{cota do leito do canal de restituição}$$

Com D e com a equação (16) calcula-se

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

Em seguida,

$$y_1 = \frac{q_1}{v_1}$$

Com a equação (15) e com os valores preliminares de v_1 e y_1 , determina-se

$$F_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g y_1}}$$

Os valores F_1 e y_1 , assim encontrados, e y_3 , já determinado anteriormente, permitem definir no diagrama da Figura 24 o ponto ($F_1 ; y_3 / y_1$). Por interpolação, calcula-se o valor da relação h / y_1 correspondente ao ponto encontrado, o que possibilita determinar o valor de h .

Com esse primeiro valor estimado para h pode-se proceder, numa segunda etapa, a uma verificação das dimensões h e x .

• Verificação do Dimensionamento

Após a estimativa preliminar anterior, é possível estabelecer o desnível entre o N.A. máximo *maximorum* do reservatório e o fundo da bacia, com melhor aproximação. Para o novo cálculo de v_1 determina-se o desnível D com a seguinte expressão (Figura 25):

$$D = 1/2 H + N_s - N_{Fb}$$

onde:

N_s = nível ou cota da soleira do vertedor

$H = NA_{\text{máx máx}} - N_s$ = carga sobre a soleira do vertedor

$NA_{\text{máx máx}}$ = nível d'água máximo *maximorum* do reservatório (Figura 21)

N_{Fb} = nível ou cota do fundo da bacia de dissipação (utiliza-se o valor de h estimado inicialmente: $N_{Fb} = \text{cota do leito do canal de restituição} - h$)

Com o valor de D , corrigido, usando-se as mesmas expressões descritas nos itens anteriores, determinam-se novos valores de v_1 , y_1 , F_1 e y_3 / y_1 .

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

$$y_1 = \frac{q_1}{v_1}$$

$$F_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g y_1}}$$

- **Dimensões da Bacia de Dissipação**

Com o novo par de valores F_1 e y_3 / y_1 , e o uso do gráfico da Figura 24, determina-se h / y_1 e, conseqüentemente, h .

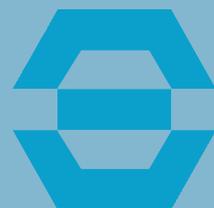
O comprimento da bacia de dissipação é calculado pela expressão definida no experimento: $x = 5 (y_3 + h)$.

PARTE II



APLICAÇÕES PRÁTICAS

Capítulo 3 Determinação da Vazão de Projeto



DAEE

Para facilitar a compreensão das noções básicas de projetos de obras hidráulicas, no próximo capítulo desenvolve-se o projeto de uma pequena barragem.

Com essa finalidade, foi escolhida a bacia hidrográfica de um pequeno curso d'água, o córrego Lambedor, afluente do rio Capivari, contribuinte do rio Tietê. A área de estudo situa-se no município de Capivari, Estado de São Paulo, no trecho médio do rio Tietê (Figura 26).

Na seleção dessa bacia e da seção de projeto foram consideradas as características formato, declividade e área de drenagem. A seção escolhida delimita área pouco inferior a 2 km², possibilitando a aplicação do Método Racional na estimativa da vazão máxima de projeto utilizada no dimensionamento do extravasor de superfície de um barramento (Capítulo 4).

O córrego Lambedor é afluente da margem direita do rio Capivari, o qual pertence à Unidade Hidrográfica de Gerenciamento de Recursos Hídricos formada pelas bacias dos rios Piracicaba, Capivari e Jundiá (UGRHI-5)¹⁴.

A base cartográfica utilizada foi a folha do Município de Americana do IBGE (SF-23-Y-A-V-3), na escala 1:50.000 (Figura 27).

VAZÃO DE CHEIA

Os procedimentos descritos a seguir, servem para determinar a vazão de cheia que será adotada na definição das estruturas hidráulicas referentes ao projeto da barragem.

Conforme citado, foi escolhido o Método Racional para estimar vazões de enchente. No item *Vazão de Projeto* (págs. 16 a 22) estão descritos a equação da vazão de cheia e os conceitos de coeficiente de escoamento superficial, intensidade de precipitação e área de drenagem. A equação (1) do Método Racional, que permite estimar vazões de cheia para bacias hidrográficas com até 2 km² (ou 200 ha) de área de drenagem, é:

$$Q = 0,167 C i AD$$

onde:

Q = máxima vazão de cheia, em m³/s. Será usada para definir e dimensionar as estruturas hidráulicas do projeto

C = coeficiente de *runoff* ou de escoamento superficial direto, é função da ocupação do solo da bacia. Quanto maior a impermeabilização do solo, maior seu valor

i = intensidade, em mm/min, da chuva que provocará a vazão de cheia ou de projeto

AD = área da bacia de contribuição, em ha (hectares), definida pelo divisor de águas e pela seção de estudo (S)

¹⁴ O Estado de São Paulo foi subdividido em 22 Unidades Hidrográficas de Gerenciamento de Recursos Hídricos (UGRHs), pela Lei Estadual 9.034, de 27 de dezembro de 1994, que pode ser consultada na homepage www.dae.sp.gov.br.

Localização do Empreendimento

O início de qualquer projeto requer a anotação do local do empreendimento em uma carta topográfica planialtimétrica em escala conveniente (Figura 27), além da localização geral que forneça informações sobre o posicionamento geográfico, como na Figura 26.

A pesquisa do local poderá ser feita nas unidades do *DAEE*, distribuídas pelo Estado, ou em outros órgãos que disponham de *cartas topográficas* para consulta ou venda.

Identificada a seção de interesse, determinam-se suas coordenadas UTM mediante o uso da carta do IBGE correspondente, observando-se o Meridiano Central (MC) a que se refere a longitude indicada¹⁵.

No caso do projeto aqui desenvolvido, anotou-se, na folha cartográfica de "Americana" (IBGE; 1:50.000; SF-23-Y-A-V-3), o ponto da seção de interesse no córrego Lambedor, como mostrado na Figura 27, e, por interpolação, foram determinadas suas coordenadas UTM, resultando:

7.456,48 km N e 251,95 km E¹⁶

O *DAEE* atende aos usuários de recursos hídricos em todas as regiões do Estado de São Paulo, com escritórios que tratam de requerimentos de outorga instalados em mais de vinte municípios. São oito Diretorias de Bacias Hidrográficas às quais se vinculam várias unidades regionais de serviços e apoio técnico. <www.dae.sp.gov.br>

Cartas topográficas do território do Estado de São Paulo podem ser adquiridas nos seguintes órgãos públicos:

- IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística, rua Urussuí, 93, São Paulo (SP). Fone: (11)3078-5252. Vende cópias xerox coloridas das cartas na escala 1:50.000. <www.ibge.gov.br>
- IGC – Instituto Geográfico e Cartográfico (Secretaria de Planejamento do Estado de São Paulo), Av. Prof. Lineu Prestes, 813, bloco B, Cidade Universitária, São Paulo (SP). Fone: (11)3031-9489. Vende cópias heliográficas de cartas nas escalas 1:50.000 (Vale do Paraíba, Grande São Paulo e Baixada Santista) e 1:10.000 (50% do território paulista). <www.igc.sp.gov.br>
- EMPLASA – Empresa Paulista de Planejamento Metropolitano S.A., R. Boa Vista, 170, São Paulo (SP). Fone: (11)-3293-5353 e 08007710139. Vende cópias heliográficas de plantas da Grande São Paulo, na escala 1:10.000. <www.emplasa.sp.gov.br>
- Prefeituras: as administrações municipais eventualmente dispõem de cartas do território do município na escala 1:50.000 e 1:10.000.

Área de Drenagem

Inicialmente, pelo traçado da linha do divisor de águas delimita-se a bacia que contribui com o escoamento das águas que chegam até a seção em estudo (S). Essa seção, do eixo da barragem, define o limite de jusante da bacia.

A linha tracejada da Figura 28 define a área de drenagem da bacia do córrego Lambedor, a montante da seção S. Pode-se afirmar que toda a água precipitada nessa área, que não evaporar ou não se infiltrar mais profundamente, escoará através da seção S.

¹⁵ O IBGE informa na folha de « Americana » que as origens das quilometragens são a linha do Equador e o Meridiano 45° W.Gr., acrescidas as constantes 10.000 km e 500 km, respectivamente. UTM: Projeção Universal Transversa de Mercator.

¹⁶ A estimativa das coordenadas pode ser feita diretamente no campo utilizando-se aparelho GPS.

Figura 26. Localização geral da bacia hidrográfica.

Fonte : IGC, Rede Hidrográfica do Estado de São Paulo, esc. 1 :1.000.000.

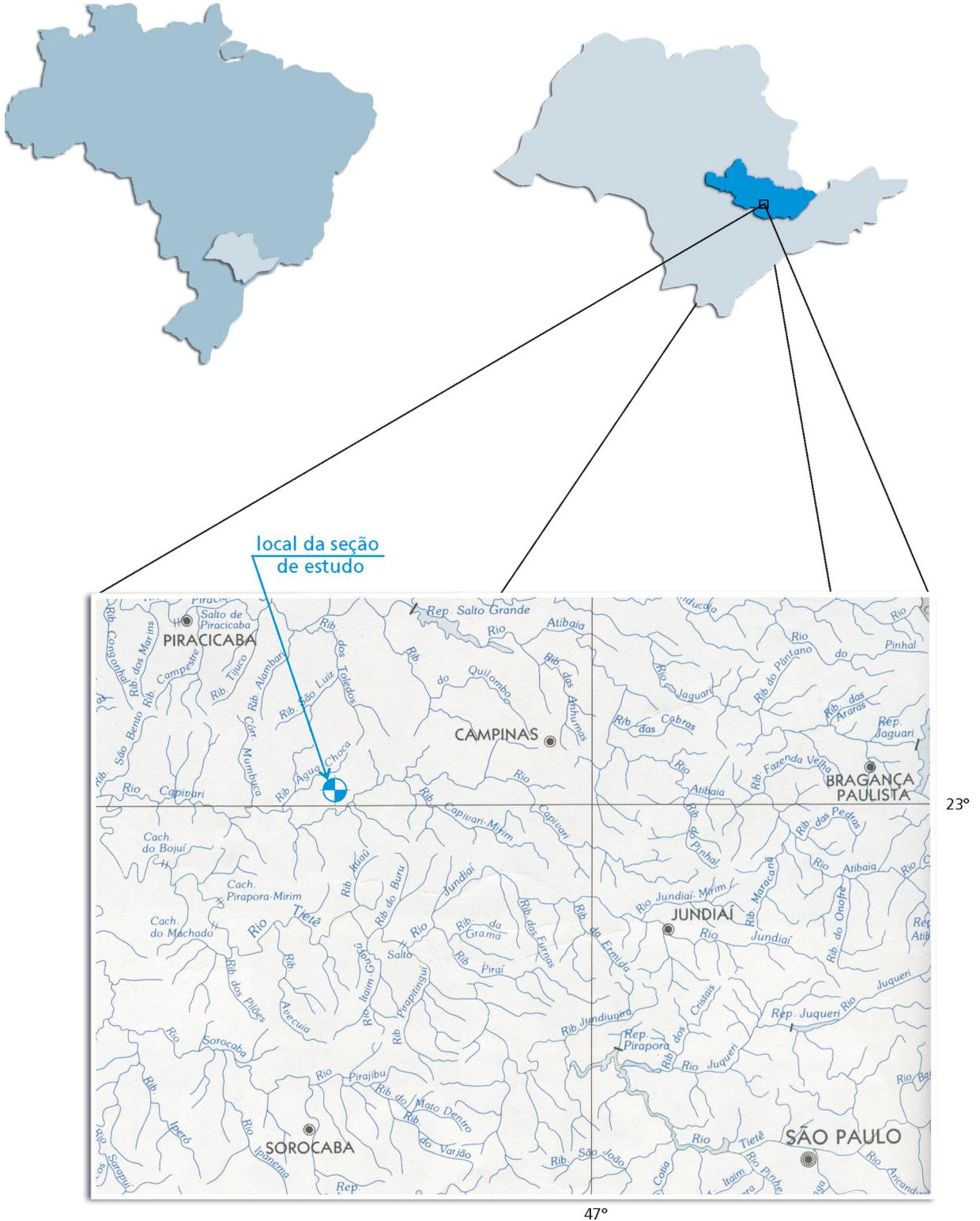
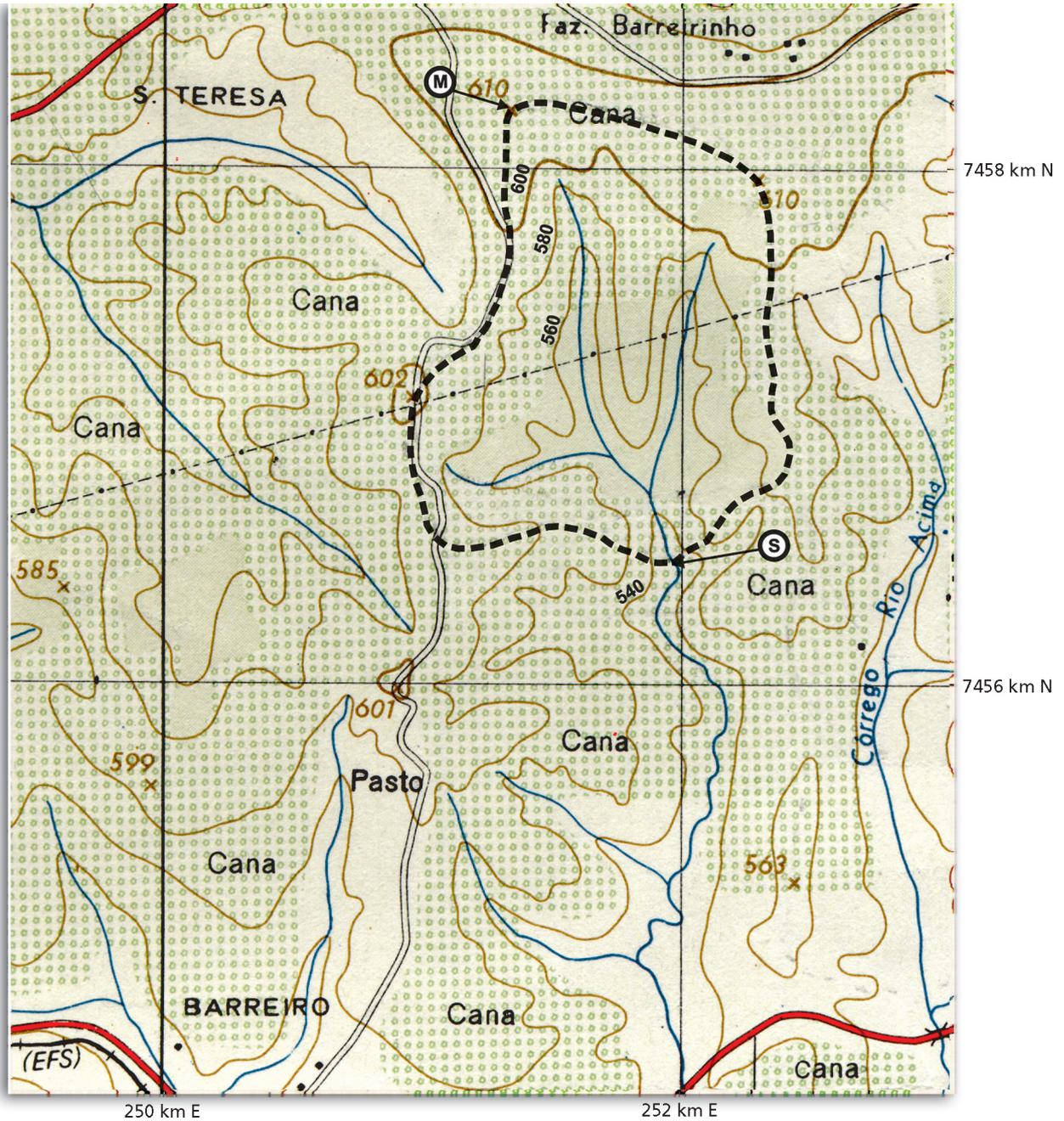


Figura 28. Trecho de montante da bacia do córrego Lamedor. Ampliação da Figura 27 para a escala 1:25.000, a fim de facilitar o traçado da linha do divisor e o cálculo da área da bacia de contribuição.



Para o cálculo da área delimitada pela linha traçada, conforme descrito, podem ser utilizados vários processos. Os que fornecem resultados mais precisos são a planimetria e os *softwares* gráficos do tipo CAD.

Neste caso, o valor da área calculado com planímetro, e por CAD, resultou em 1,87 km². Portanto,
 AD = 187 ha

$$\begin{aligned} 1 \text{ ha} &= 10.000 \text{ m}^2 \\ 1 \text{ km}^2 &= 1.000.000 \text{ m}^2 = 100 \text{ ha} \end{aligned}$$

É importante traçar corretamente a linha do divisor de águas e calcular com precisão o valor da área de drenagem. Erros nessa determinação comprometem toda a hidrologia e, em consequência, o dimensionamento das estruturas hidráulicas.

Declividade do Talvegue

• Comprimento do Talvegue

Na Figura 28 visualiza-se o trecho M–S, que é a maior distância entre a seção S e o divisor de águas, medida através do talvegue. Obtém-se seu valor medindo, em planta, o comprimento do talvegue entre os dois pontos citados, com curvímetro, barbante, *software* etc. Neste caso, a medição com o curvímetro resultou no comprimento

$$L = 2,0 \text{ km}$$

• Cota do Talvegue na Seção do Eixo da Barragem

Para a determinação da *cota do talvegue na seção S*, em primeiro lugar identificam-se duas curvas de nível da carta 1:50.000 próximas ao ponto definido. Na Figura 27, tem-se as curvas de nível das cotas 540 m (a montante da seção) e 520 m (a jusante), a qual cruza o rio Capivari (ver nota de esclarecimento).

Com um curvímetro, determina-se:

- a distância entre o ponto em que a linha da curva de nível de 540 m cruza o córrego e a seção S, obtendo-se como resultado 200 m, ou 0,2 km;
- a distância entre as curvas de nível 540 m e 520 m (de altitude), obtendo-se como resultado 8 km.

Portanto, o perfil longitudinal desse trecho do córrego Lamedor e do rio Capivari pode ser representado graficamente como na Figura 29.

Dessa ilustração, por semelhança de triângulos, tira-se a seguinte igualdade:

$$\frac{h_1}{L_1} = \frac{h_2}{L_2}$$

Como $L_1 = 0,2 \text{ km}$, $L_2 = 8,0 \text{ km}$ e $h_2 = 20 \text{ m}$, tem-se

$$h_1 = 0,2 \cdot \frac{20,0}{8,0} = 0,5 \text{ m}$$

A cota do talvegue em S, portanto, é estimada em

$$h_s = 540,0 - 0,5 = 539,5 \text{ m}$$

Cota do talvegue na seção S: estimativa correta

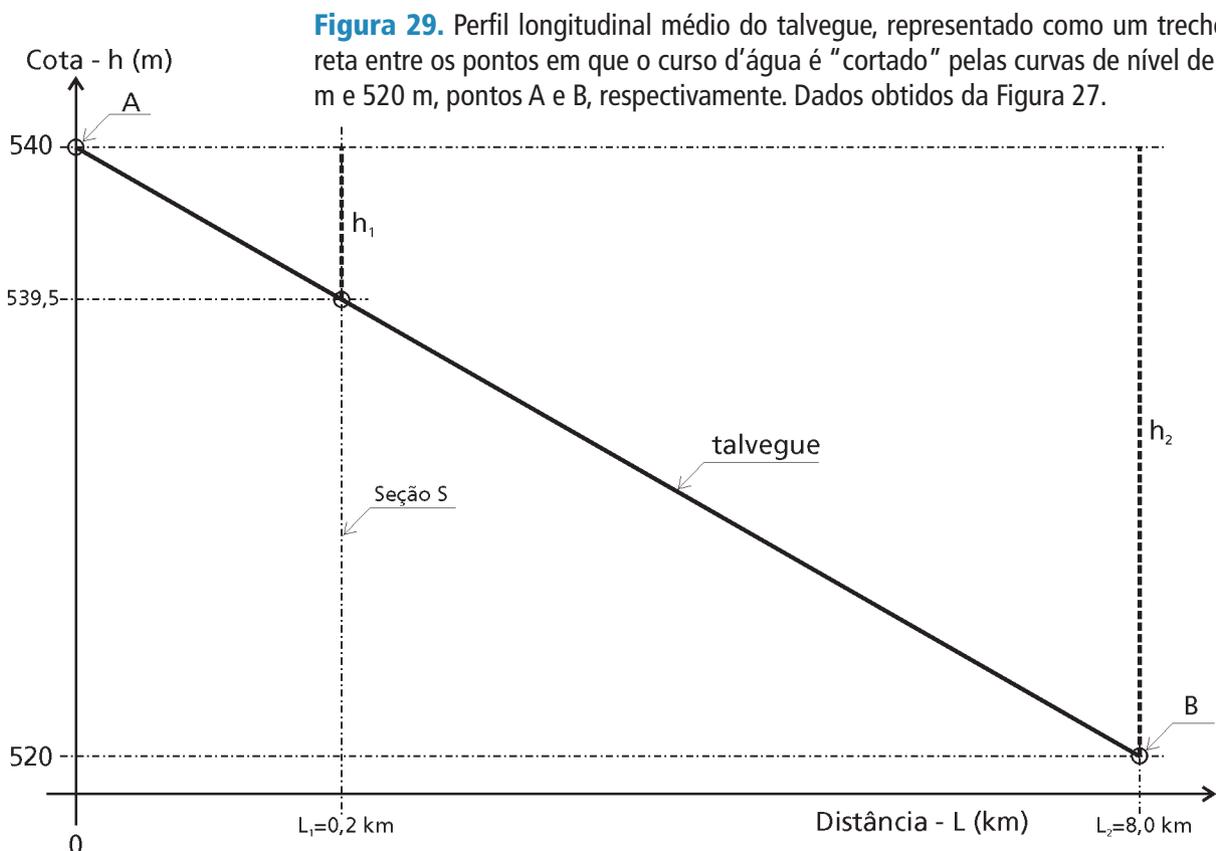
Como as declividades dos talvegues do rio Capivari (mais suaves) e do córrego Lambedor (mais acentuadas) são distintas, no caso aqui apresentado o método correto para a estimativa preliminar da cota do talvegue na seção S é o seguinte (Figura 27):

- definem-se os pontos em que as curvas de nível de 520 m e 540 m cruzam o traçado do rio Capivari e determina-se a distância entre os mesmos;
- determina-se o comprimento do rio Capivari compreendido entre o cruzamento da curva de 520 m e a foz do córrego Lambedor;
- por interpolação, à semelhança do procedimento utilizado no item *Cota do talvegue na seção da barragem* (pág.59), estima-se a cota do talvegue do rio Capivari na seção da foz do córrego Lambedor; obtém-se, assim, a cota do talvegue do próprio córrego Lambedor na seção da sua foz;
- conhece-se, agora, o ponto onde a curva de 540 m cruza o traçado do córrego Lambedor, o ponto definido pela sua foz no rio Capivari, as cotas desses dois pontos e mede-se a distância entre essas seções;
- por interpolação, repetindo os procedimentos acima referidos, determina-se a cota do talvegue na seção B.

A estimativa da cota da seção S, apresentada, serve para a etapa de estudo preliminar. Para as fases de projeto básico ou executivo, a cota da seção S será resultante do levantamento topográfico planialtimétrico e da locação exata do eixo no campo. Com a amarração dessa planialtimetria a um RN do IGG será possível verificar a cota real da seção S e se há necessidade de revisão do cálculo da declividade. No exemplo desenvolvido usou-se um RN arbitrário com o objetivo de mostrar conceitos, equações e a metodologia para o desenvolvimento de um projeto.

• **Declividade do Leito na Seção Estudada**

A declividade média (i) do trecho A–B do curso d’água, onde se encontra a seção de interesse (S), é definida por: $i = \text{desnível} / \text{distância horizontal} = 20 \text{ m} / 8 \text{ km}$.
Portanto, $i = 2,5 \text{ m/km}$ ou $0,0025 \text{ m/m}$ (Figuras 27, 28 e 29).



• Declividade Equivalente do Talvegue

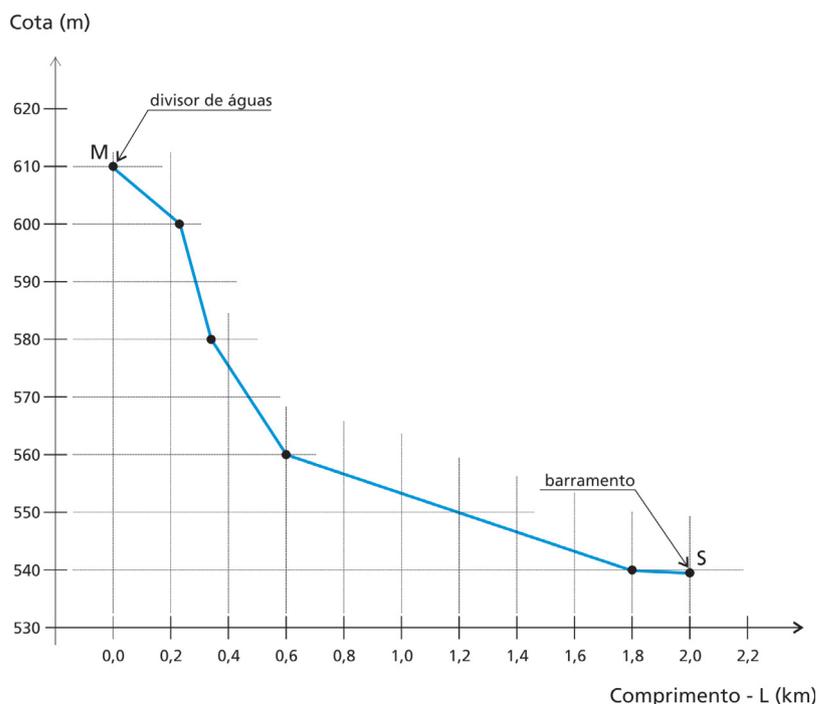
Primeiramente, traça-se o perfil longitudinal do talvegue, desde o ponto M até S, com as informações de distâncias horizontais e desníveis da planta da Figura 28. Com os dados de distâncias e desníveis entre os pontos em que as curvas de nível cruzam o talvegue, elabora-se a Tabela 6. Nas colunas (1), (2) e (3), discrimina-se cada ponto e se incluem os valores de suas respectivas cotas e distâncias até S. Nas colunas (4), (5) e (6), para cada trecho são calculados e apresentados os valores de desnível, comprimento e declividade média. Com esses valores traça-se o perfil longitudinal da Figura 30.

Tabela 6. Dados e cálculos para o traçado do perfil do talvegue.

(1) Ponto do talvegue	(2) Cota H (m)	(3) Distância de "M": L (km)	(4) Desnível no trecho ΔH (m)	(5) Extensão do trecho L_n (km)	(6) Declividade no trecho j_n (m/km)
Divisor (M)	610,0	0,00	-	-	-
curva de nível	600,0	0,23	10,0	0,23	43,5
curva de nível	580,0	0,34	20,0	0,11	181,8
curva de nível	560,0	0,60	20,0	0,26	76,9
curva de nível	540,0	1,80	20,0	1,20	16,7
Seção "S" *	539,5	2,00	0,5	0,20	2,5

* Cota do talvegue na seção S determinada anteriormente.

Figura 30. Perfil longitudinal do talvegue do córrego Lambedor. Origem planialtimétrica: planta na escala 1:25.000 da Figura 28.



A declividade equivalente (I_{eq}) do trecho do talvegue entre a seção S e o ponto mais distante do divisor de águas (M), é calculada por meio da equação (4):

$$I_{eq} = \left(\frac{L}{\frac{L_1}{\sqrt{j_1}} + \frac{L_2}{\sqrt{j_2}} + \frac{L_3}{\sqrt{j_3}} + \frac{L_4}{\sqrt{j_4}} + \frac{L_5}{\sqrt{j_5}}} \right)^2$$

onde

$$L = L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + L_5$$

Da Tabela 6 tem-se, $L=2,0$ km (última linha da coluna 3), e os valores de L_n e j_n das colunas 5 e 6. Assim:

$$I_{eq} = \left(\frac{2,0}{\frac{0,23}{\sqrt{43,5}} + \frac{0,11}{\sqrt{181,8}} + \frac{0,26}{\sqrt{76,9}} + \frac{1,20}{\sqrt{16,7}} + \frac{0,20}{\sqrt{2,5}}} \right)^2$$

$$I_{eq} = 16,45 \text{ m/km}$$

Intensidade da Chuva de Projeto

Para a definição da intensidade provável de precipitação estima-se, primeiro, qual a duração dessa chuva. Isso porque na natureza os fenômenos atmosféricos de maior força, energia ou intensidade, além de estatisticamente mais raros, costumam ter curta duração.

Exemplificando com dados reais de uma bacia já estudada, uma "tromba d'água" poderá descarregar 2 mm/min de chuva sobre uma determinada região durante 30 minutos, com a probabilidade de isso ocorrer uma vez a cada 15 anos. Para o mesmo local, a uma precipitação intensa de 2 mm/min com duração de 60 minutos, corresponde uma probabilidade de ocorrência menor que a anterior — uma vez a cada 130 anos.

É preciso, portanto, verificar qual a chuva intensa que deverá ser adotada para a bacia hidrográfica em análise. A chuva que causará mais e maiores danos — a chuva crítica — será aquela que durar o mesmo tempo consumido pela água que precipitar no ponto mais distante da bacia (M) para alcançar a seção S, denominado tempo de concentração da bacia – t_c .

• Tempo de Concentração

Determina-se o tempo de concentração pela fórmula empírica do "California Culverts Practice" – equação (3):

$$t_c = 57 \left(\frac{L^2}{I_{eq}} \right)^{0,385} \quad (\text{em minutos})$$

onde

L = comprimento do talvegue (km)

I_{eq} = declividade equivalente do talvegue (m/km)

Substituindo os valores de L e I_{eq} na equação (3):

$$t_c = 57 \left(\frac{2,0^2}{16,45} \right)^{0,385}$$

resulta

$$t_c = 33 \text{ minutos}$$

• Período de Retorno

Após o cálculo de t_c , define-se qual o risco ou período de retorno que se pode aceitar para a obra em projeto.

Da consulta à Tabela 2, obtém-se o valor $TR = 100$ anos, para barramento com $h \leq 5$ m e $L \leq 200$ m, sendo h e L , respectivamente, a altura e o comprimento do barramento.

• Determinação de $i_{t,TR}$

Com os valores de t_c e TR pode-se determinar a chuva intensa que será utilizada no cálculo da vazão pelo Método Racional.

Da publicação *Equações de Chuvas Intensas do Estado de São Paulo* (MARTINEZ Jr., 1999), extraiu-se a equação relativa à região de Piracicaba (próxima à bacia em estudo).

Equação (5):

$$i_{t,TR} = 47,8273 (t + 30)^{-0,911} + 19,2043 (t + 30)^{-0,9256} \left[-0,482 - 0,9273 \ln \ln \left(\frac{TR}{TR - 1} \right) \right]$$

para $10 \leq t \leq 1.440$ minutos,

sendo: $i_{t,TR}$, em mm/min, a intensidade da chuva para a duração t (minutos) e período de retorno TR (anos). Substituindo-se nessa equação os valores $t = t_c = 33$ minutos e $TR = 100$ anos, obtém-se:

$$i_{33,100} = 2,67 \text{ mm/min.}$$

1mm de chuva equívale à precipitação de um litro de água em cada metro quadrado de superfície ou 1.000.000 de litros/km² ou 1.000 m³/km² (Principais Termos Hidrológicos, pág. 13).
 2 mm/min = precipitação de 2.000 m³/km² por minuto
 2 mm/min x 30 min = 60 mm de precipitação ou 60.000 m³/km²
 2 mm/min x 60 min = 120 mm de precipitação ou 120.000 m³ / km²

Coeficiente de Escoamento Superficial Direto

A Tabela 1 apresenta valores de C para três tipos de uso e ocupação do solo de uma bacia hidrográfica. Observe-se que, quanto maior a área impermeabilizada de uma bacia, maior será o valor adotado para C, resultando num valor mais alto para a vazão de cheia Q.

Neste caso, adotou-se

$$C = 0,25$$

um valor baixo, em função do uso do solo na bacia ser tipicamente rural, com presença abundante de vegetação e por se ter concluído que não há perspectivas de ocupação urbana do local após análise dos vetores de crescimento das áreas urbanas mais próximas.

Cálculo da Vazão de Projeto

Após a definição dos valores de i, C e AD, pode-se estimar o valor da vazão da cheia¹⁷ de projeto pela equação (1), do Método Racional:

$$Q \text{ (m}^3\text{/s)} = 0,167 \cdot C \cdot i \cdot AD$$

com

$$C = 0,25$$

$$AD = 187 \text{ ha}$$

$$i = 2,67 \text{ mm/min (para TR=100 anos)}$$

Tem-se, portanto:

$$Q_{100} = 0,167 \cdot 0,25 \cdot 2,67 \cdot 187$$

$$Q_{100} = 20,8 \text{ m}^3\text{/s}$$

Para o dimensionamento das obras, adotar-se-á:

$$Q_{100} = 21,0 \text{ m}^3\text{/s}$$

¹⁷ Para bacias de maiores dimensões é usual adotar uma vazão de base com valor em torno de 10 % da vazão de enchente que é acrescida à mesma.

PARTE II



APLICAÇÕES PRÁTICAS

Capítulo 4 Projeto de uma Pequena Barragem



DAEE

Neste capítulo desenvolve-se o projeto básico de um barramento e de suas estruturas hidráulicas. As informações sobre o curso d'água estudado - o córrego Lamedor -, sua bacia hidrográfica, localização, características de relevo e ocupação do solo, bem como os valores de área de drenagem e vazão de enchente relativos à seção escolhida para a implantação da barragem, encontram-se no Capítulo 3. A vazão de cheia utilizada, de 21,0 m³/s, foi estimada para um período de retorno de 100 anos (pág. 64).

LEVANTAMENTOS DE CAMPO

Visita ao Local

As hipóteses de trabalho são as seguintes: o empreendedor, um proprietário fictício, dispõe de uma área rural onde pretende implantar um reservatório, ou lago artificial, para aproveitamento paisagístico e lazer. Com essa finalidade, contrata um projeto de barragem, em nível básico, que também deverá servir para requerer ao órgão outorgante a autorização para interferir no recurso hídrico.

Na visita ao local para os levantamentos iniciais foram obtidas as informações complementares:

- não há previsão de captação ou derivação de água. O empreendedor definiu o uso apenas para lazer;
- não há outros usos da água a montante da seção definida para o barramento ou atividades que interfiram na disponibilidade hídrica superficial no trecho do recurso hídrico analisado;
- não existe nenhuma infra-estrutura implantada nas várzeas do córrego Lamedor entre sua foz e o local do empreendimento.

Tendo em vista a finalidade indicada pelo empreendedor, decidiu-se pela manutenção de um nível estável para o reservatório, controlado por um vertedor de superfície de soleira livre, concluindo-se que não será necessário manter volume útil para a regularização de vazões e que as vazões mínimas para jusante estarão preservadas uma vez que não haverá captação ou derivação.

Posicionamento Preliminar do Eixo do Barramento

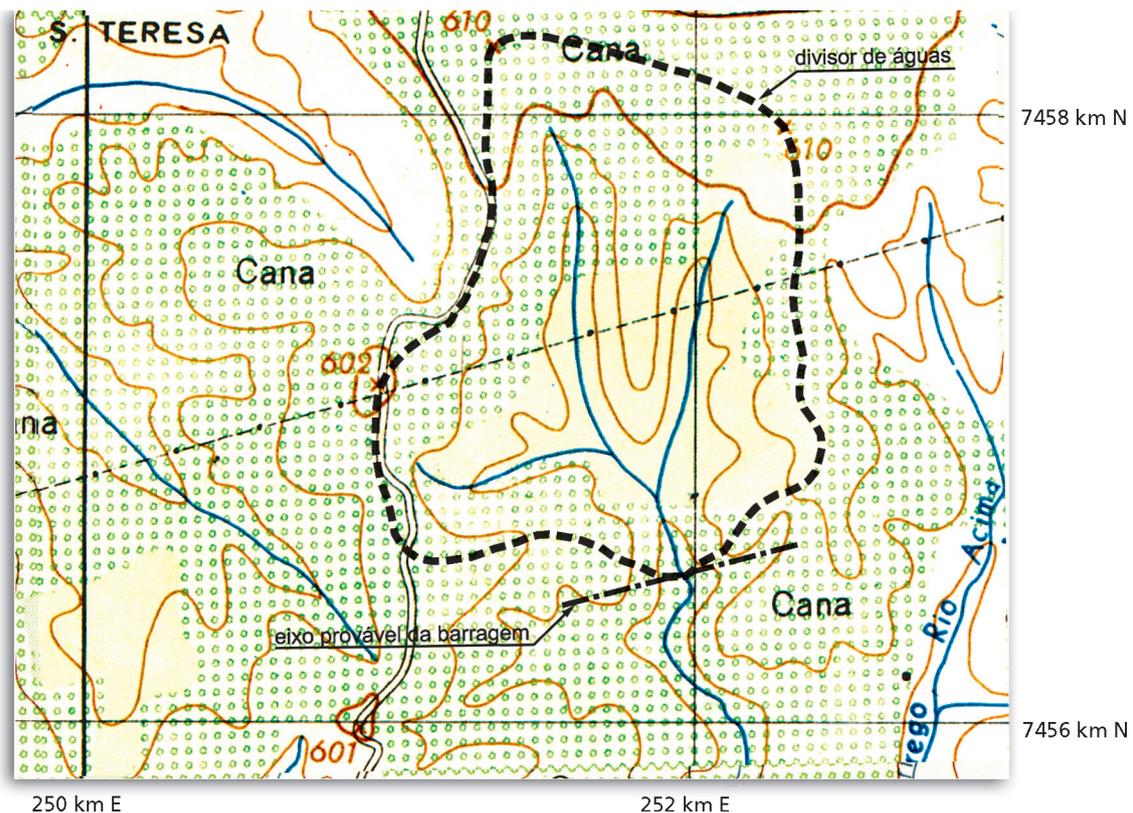
As informações iniciais do empreendedor que contratou o projeto, as condições topográficas mostradas na carta do IBGE (na escala 1:50.000) e a localização aproximada das divisas e da infra-estrutura da propriedade levaram à escolha da posição mais provável para o eixo da barragem revelada na Figura 31.

Após a definição preliminar da posição do eixo da barragem, deve-se efetuar os levantamentos topográficos e cadastrais da área que será inundada pelo reservatório, incluindo uma faixa de aproximadamente 100 metros para jusante do eixo previsto.

Em visita ao local, junto com o topógrafo, são definidos:

- a posição preliminar do eixo da barragem, marcando-se seu alinhamento com estacas de madeira;
- os limites dos levantamentos topográficos e cadastrais que serão realizados;
- o local para a implantação dos R.N.s que devem ser materializados com marcos de concreto.

Figura 31. Posicionamento preliminar do eixo da barragem na planta topográfica do IBGE disponível, ampliada para a escala 1:25.000.



Topografia e Cadastramento

O levantamento topográfico de precisão (Figura 32) da área a ser inundada e do local onde será implantado o maciço de terra permite que o projetista defina:

- a cota da crista do barramento;
- o nível máximo do reservatório (para a enchente de projeto) e a respectiva área inundada;
- a curva cota-área-volume característica do reservatório;
- o posicionamento, as cotas e dimensões de todas as estruturas (maciço da barragem, vertedor de superfície e descarregador de fundo);
- as interferências com coberturas vegetais e infra-estrutura do local.

Como produtos finais da topografia deve-se dispor de:

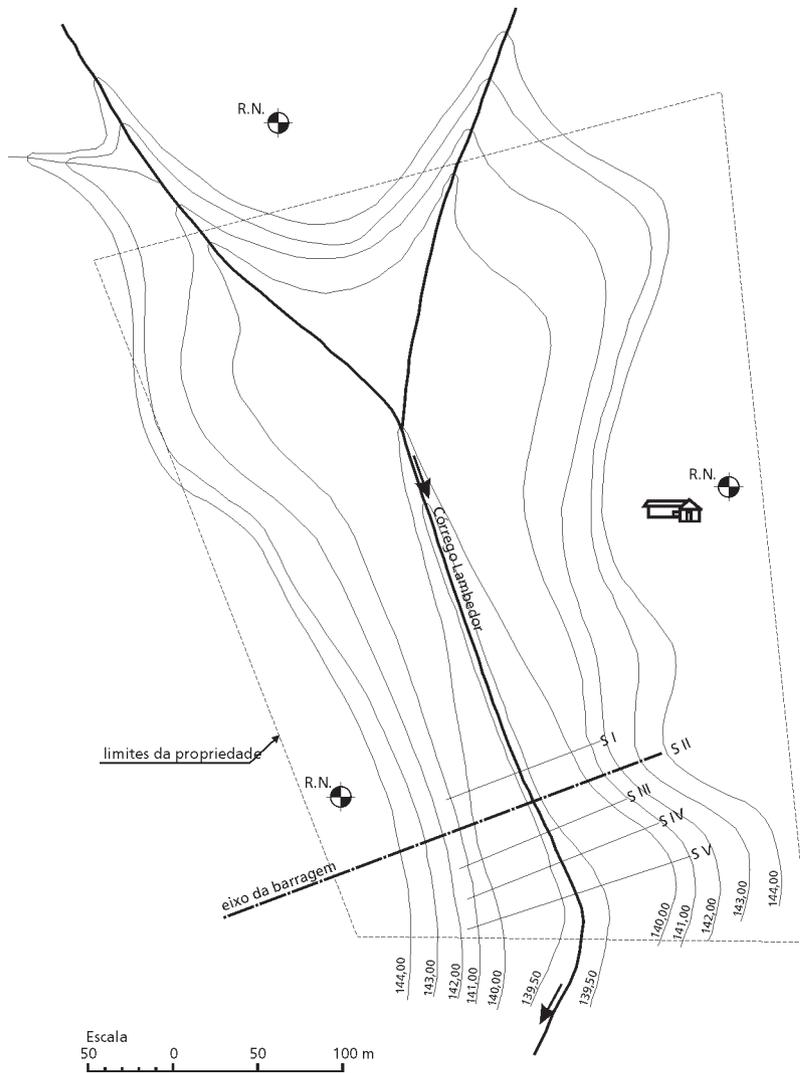
- plantas com curvas de nível de metro em metro (pelo menos);
- planta geral da área do reservatório nas escalas 1:5.000 ou 1:2.500, para definição da curva cota-área-volume;
- planta na escala 1:500, para o posicionamento do maciço, das estruturas do descarregador de fundo e do extravasor de superfície;
- desenhos na escala 1:250 e, se necessário, 1:100, para melhor detalhar as dimensões e as formas das estruturas hidráulicas, permitindo o traçado de cortes e perfis longitudinais¹⁸.

Para o exemplo aqui apresentado não foram realizados levantamentos na área do projeto mostrada na planta do IBGE. Todas as informações cadastrais, de planialtimetria, batimetria, plantas topográficas, divisas de propriedades, construções etc., apenas simulam uma situação real. A topografia assim desenvolvida, apesar de não ser fruto de um levantamento local, está compatível com a conformação de relevo apresentada na carta do IBGE, na escala 1:50.000, que é a origem das informações.

Além da materialização de R.N.s específicos para o empreendimento, em local protegido, sempre que possível deve-se proceder à amarração dos mesmos a R.N.s oficiais (IGG, por exemplo): cotas e coordenadas. Dessa forma, torna-se possível em qualquer momento a recuperação dos levantamentos topográficos para uma eventual relocação da obra. É comum, com o passar dos anos, os marcos implantados para a elaboração do projeto serem destruídos.

¹⁸As escalas indicadas servem apenas como orientação. As dimensões dos desenhos devem ser compatíveis com o nível de detalhamento que se pretende apresentar.

Figura 32. Planialtimetria da área da barragem e reservatório no córrego Lamberdor, Município de Capivari, Estado de São Paulo. Resultado do levantamento topográfico e cadastral.



DEFINIÇÃO DA ALTURA DA BARRAGEM

Neste exemplo, as condições locais, as exigências e os objetivos do empreendimento não permitem muitas escolhas com relação à altura do maciço, às dimensões do lago a ser formado e à cota de inundação no nível normal.

Para o dimensionamento da barragem e de suas estruturas hidráulicas é necessário definir:

- o nível máximo *maximorum*¹⁹ para o reservatório e o nível normal de operação;
- a cota da crista do maciço;
- a cota da soleira do vertedor (extravasor de superfície);
- a altura máxima da lâmina d'água sobre a soleira durante a cheia de projeto;
- o tipo de soleira;
- a curva cota-área-volume do reservatório.

Nível Máximo Maximorum

Em decorrência da análise das informações obtidas nas visitas ao local, dos entendimentos com o empreendedor, do levantamento topográfico e cadastral e da verificação das possíveis interferências com construções, matas e propriedades vizinhas foi definido o valor de 142,5 m para a cota máxima de inundação. Esse será, portanto, o nível máximo a que deverá chegar o reservatório durante a enchente de projeto:

$$NA_{\text{máx max}} = 142,5 \text{ m}$$

Cota da Crista do Maciço

Recomenda-se que a borda livre²⁰ de um barramento, mesmo de pequenas dimensões, não seja inferior a 0,5 m. A borda livre de um barramento é determinada em função da dimensão do reservatório e da velocidade do vento (característica regional). Calcula-se a altura das ondas e o alcance de seu impacto no maciço; ao desnível assim definido, acrescenta-se uma margem de segurança.

Para o projeto aqui desenvolvido, pelas pequenas dimensões da barragem e do reservatório por ela formado, adotou-se uma borda livre de 0,5 m.

Cota da crista da barragem (Figura 33):

$$NA_{\text{máx max}} + \text{borda livre} = 142,5 + 0,5 = 143,0 \text{ m.}$$

¹⁹ Nível máximo *maximorum* ou máximo dos máximos: nível mais elevado que deverá e poderá atingir o reservatório na ocorrência da cheia de projeto.

²⁰ Borda livre: distância vertical entre o N.A. máximo *maximorum* e a crista da barragem – é uma faixa de segurança destinada a absorver o impacto de ondas geradas pela ação dos ventos na superfície do reservatório, evitando danos e erosão no talude de jusante.

Soleira do Vertedor de Superfície

Pelo tipo de uso a que se destina o reservatório, como já citado, por interesse do empreendedor, pretende-se que o nível do lago seja estável, com pouca variação durante o ano. O empreendedor manifestou, também, o desejo de que o reservatório em seu nível normal inunde uma área de 5 hectares (50.000 m²) aproximadamente. De início, então, fixou-se a cota da soleira do vertedor em 141,7 m: 0,8 m abaixo do nível máximo *maximorum*.

Por facilidade de execução, optou-se por um vertedor de soleira livre, espessa, de perfil retangular, com as características mostradas na Figura 34. Essa figura fornece as dimensões da soleira: 0,4 m de largura e 0,5 m de altura, acima do leito do canal extravasor. Como consequência, a cota do fundo do canal do vertedor junto da soleira será 141,2 m = 141,7 m – 0,5 m, cota da crista da soleira menos sua altura.

Dentro das condições impostas, o comprimento da soleira necessário à passagem da vazão de projeto é definido mais adiante, no item *Vertedor de Superfície* (pág. 75).

Figura 33. Corte transversal esquemático do maciço da barragem, mostrando as cotas da crista do maciço, da soleira do vertedor e dos níveis d'água de montante (do reservatório).

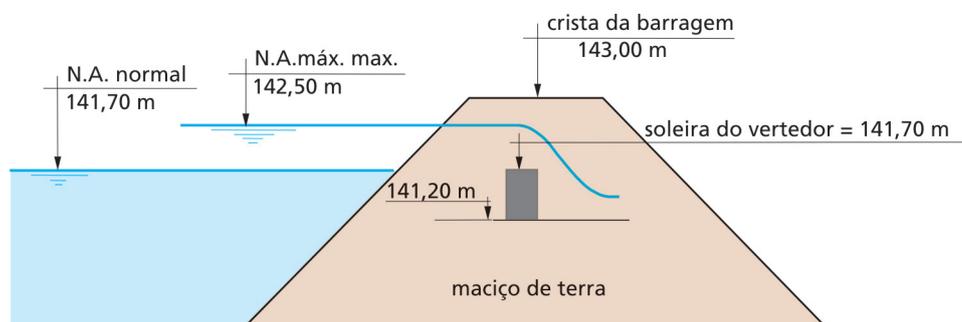
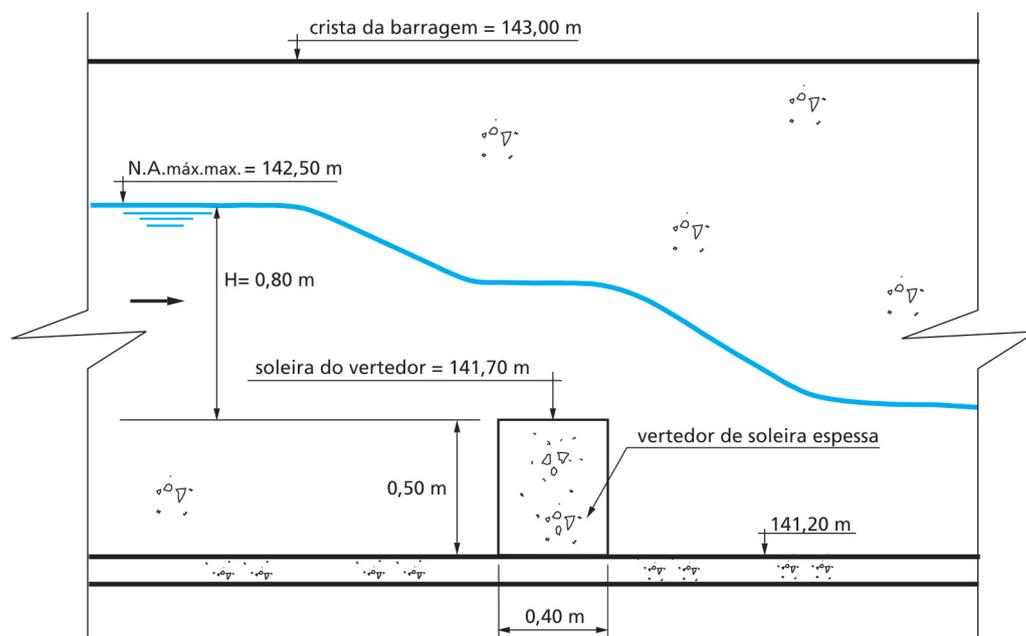


Figura 34. Corte transversal esquemático do canal extravasor, com a soleira do vertedor de superfície de 0,5 m de altura e 0,4 m de base (soleira espessa). Canal e vertedor em concreto armado.



Curva Cota-Área-Volume

A implantação de um barramento num curso d'água dá origem a um reservatório com determinada capacidade de armazenamento. O reservatório aqui descrito, pelos níveis normal e máximo estabelecidos nos itens anteriores, irá amortecer as ondas de cheia a partir da cota 141,7 m (soleira do vertedor), não devendo ultrapassar a cota 142,5 m, para o período de retorno escolhido.

É necessário estimar o volume de armazenamento contido entre esses dois níveis, denominado volume de amortecimento de cheias ou, simplesmente, volume de reservação (V_R) que permitirá amortecer o pico da cheia, conforme analisado às páginas 75 e 76.

A fim de definir e verificar quais são os volumes acumulados no reservatório, em função dos níveis que ele atinge, elabora-se a curva cota-área-volume correspondente. Para essa finalidade e com o uso de uma planta da área do lago que será formado (Figura 35) com curvas de nível de metro em metro, calcula-se a área delimitada por cada curva de nível e pelo eixo da barragem.

Pela dimensão da área inundada, em torno de 100.000 m² (10 ha), utilizou-se uma planta na escala 1:2.500, na qual o lago ocupa uma área de 20 por 12 centímetros, para a determinação das áreas contidas pelas curvas de nível referentes às cotas 139,5, 140,0, 141,0, 142,0 e 143,0, de modo a permitir boa precisão nas medições com o planímetro.

Determinando-se a área delimitada por cada curva de nível, chega-se aos valores da coluna 2 da Tabela 7.

Tabela 7. Valores para montagem da curva cota-área-volume.

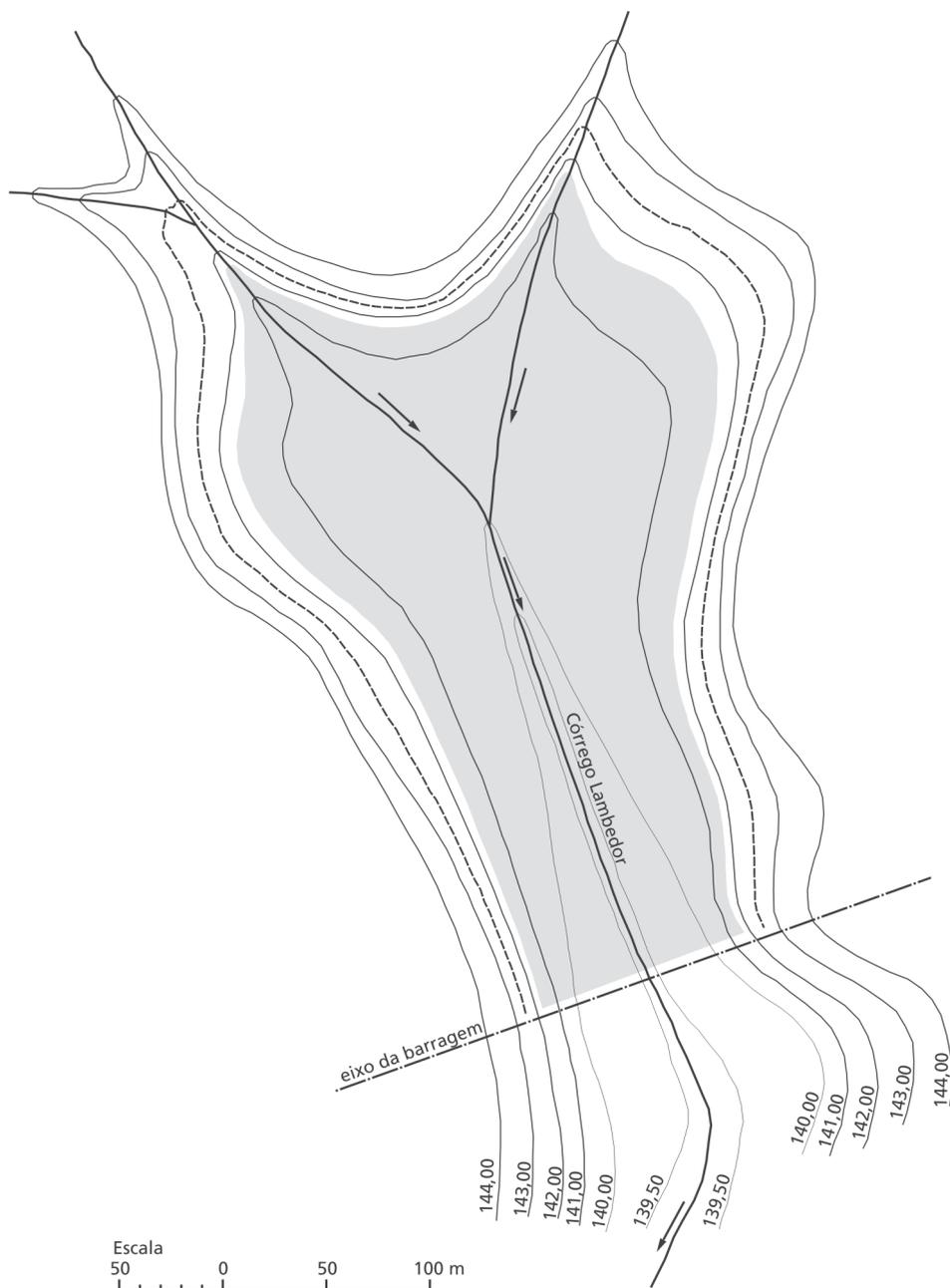
1	2	3	4	5	6
Cota (m)	Área inundada (m ²)	Área média (m ²)	Desnível h (m)	Volume parcial (m ³)	Volume acumulado (m ³)
* 137,5	0	-	-	0	0
139,5	1.500	-	2,0	** 1.000	1.000
140,0	8.300	4.900	0,5	2.450	3.450
141,0	41.800	25.050	1,0	25.050	28.500
142,0	62.700	52.250	1,0	52.250	80.750
143,0	84.600	73.650	1,0	73.650	154.400

* 137,5 = cota do talvegue na seção do barramento.

** Volume entre as cotas 137,5 e 139,5 = volume de um tetraedro = $1/3 \times 2,0\text{m} \times 1.500\text{m}^2 = 1.000\text{m}^3$.

Para a estimativa dos volumes parciais do reservatório, calcula-se o valor da área média intermediária entre duas cotas adjacentes. Por exemplo, na Tabela 7, as curvas de nível de cotas 141,0 m e 142,0 m definem as áreas de 41.800 m² e 62.700 m², respectivamente. A média desses valores é 52.250 m² (coluna 3). Multiplica-se esse valor pelo desnível entre as duas cotas, que é de 1 m (coluna 4), para estimar

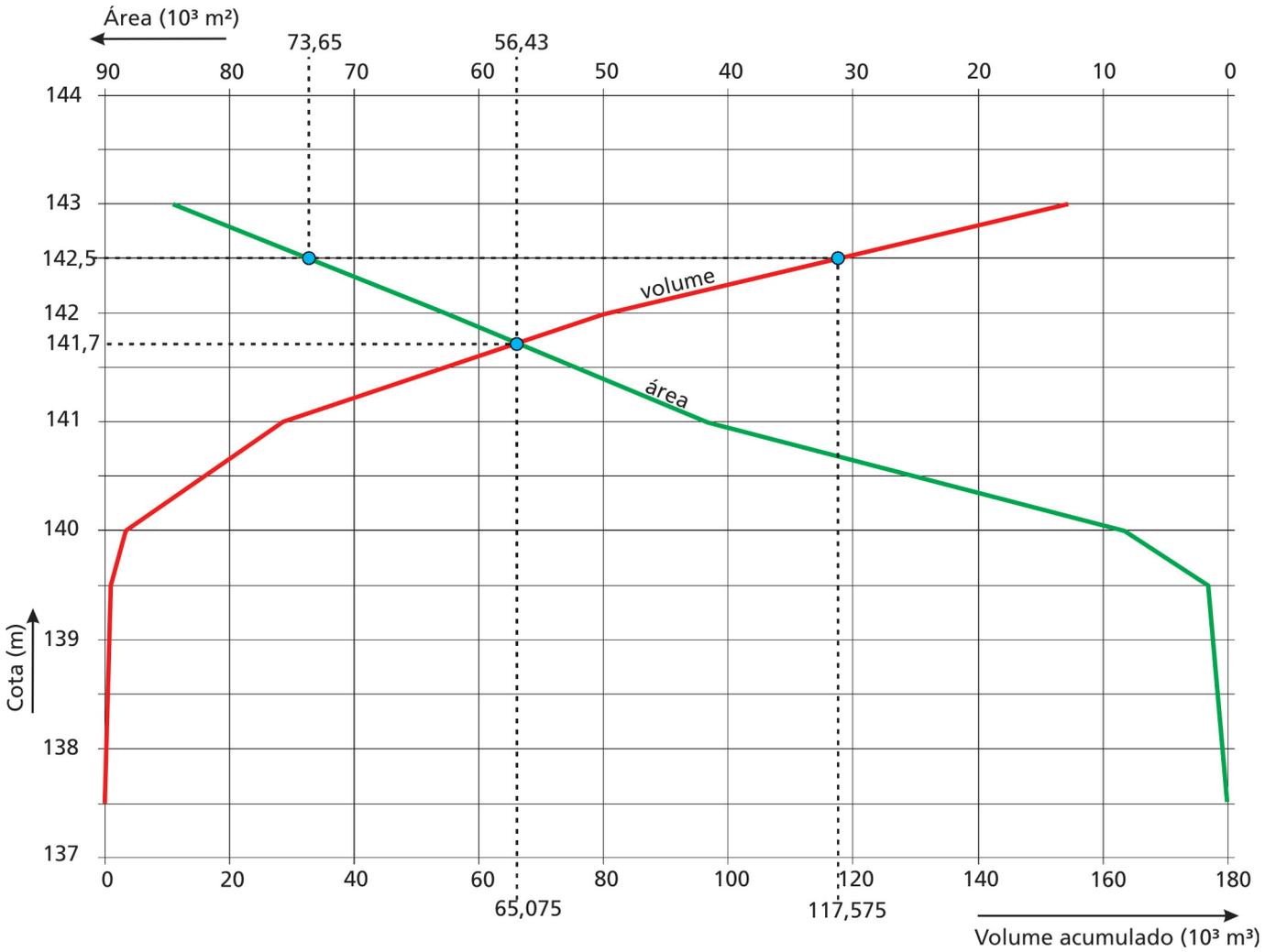
Figura 35. Levantamento planialtimétrico da área do reservatório. Reprodução reduzida da planta original na escala 1:2.500.



o volume que poderá ser contido entre essas duas curvas de nível, o que resulta em 52.250 m^3 (coluna 5). Os valores acumulados são apresentados na coluna 6.

Com os valores das colunas 1, 2 e 6 da Tabela 7 elaborase o gráfico da Figura 36, da curva cota-área-volume do reservatório.

Figura 36. Curvas cota-área e cota-volume características do reservatório projetado.



VERTEDOR DE SUPERFÍCIE

Define-se, a seguir, o comprimento da soleira do vertedor necessário à veiculação da vazão de projeto após o amortecimento da onda de cheia pelo reservatório entre os níveis 141,7 m (normal) e 142,5 m (máximo maximorum). Denomina-se $Q_{S\text{ máx}}$ o valor da vazão máxima que sairá pelo vertedor para a lâmina de 0,8 m.

Para a determinação da vazão sobre a soleira, utiliza-se a equação (11):

$$Q = \mu L H \sqrt{2gH}$$

ou a equação (12)

$$Q = 4,43 \mu L H^{3/2}$$

com Q_S em m^3/s e L e H em metros, respectivamente, a largura da soleira do vertedor e a carga sobre a mesma. O valor para o coeficiente de descarga do vertedor, μ , deve ser adotado pelo projetista. No caso em análise:

$$H = 0,8 \text{ m}$$

$$\mu = 0,35 \text{ (adotado para soleira espessa)}$$

Substituindo-se esses valores na equação (12), resulta:

$$Q_S = 4,43 \cdot 0,35 \cdot L \cdot H^{3/2}$$

$$Q_S = 1,55 \cdot L \cdot H^{3/2} \quad (17)$$

ou

$$Q_{S\text{ máx}} = 1,11 \cdot L \quad (18)$$

Portanto, para se obter o valor de L deve-se, primeiramente, calcular o valor da vazão $Q_{S\text{ máx}}$. Como está sendo considerado o efeito do amortecimento das cheias pelo reservatório, determina-se o volume de reservação (V_R) e o volume de enchente (V_E) resultante do hidrograma da enchente de projeto.

Volume de Amortecimento

No gráfico da Figura 36, por interpolação determinam-se os valores de volume acumulado referentes às cotas 141,7 m, da soleira do vertedor, e 142,5 m, o nível máximo *maximorum*. Os valores assim estimados são:

Cota (m)	141,7	142,5
Volume (m^3)	65.075	117.575

Portanto, considerando-se o nível do lago tangente à soleira do vertedor no início da cheia, o volume de reservação (V_R) que poderá ser utilizado para amortecer a onda de cheia é dado pela diferença

$$V_R = 117.575 - 65.075$$

resultando

$$V_R = 50.500 \text{ m}^3$$

Amortecimento da Onda de Cheia

Para determinar o valor da $Q_{S\text{ máx}}$, utilizou-se o método do Amortecimento Simplificado de Onda de Cheia, cujos conceitos e formulações estão descritos no item *Barragem* (págs. 41 a 46).

Na simplificação gráfica da Figura 37, linhas retas substituem o traçado de $Q = f(t)$, e o tempo de duração da cheia, ou tempo de base (t_b), é adotado como

$$t_b = 3 t_c$$

com t_c sendo o tempo de concentração da bacia hidrográfica.

Para o exemplo, como foi determinado às páginas 62 e 63,

$$t_c = 33 \text{ min} = 1.980 \text{ s} .$$

As áreas dos triângulos (Figura 37) expressam volumes (vazão x tempo). Para calcular $Q_{S\text{ máx}}$, têm-se os valores dos seguintes elementos:

$$Q_{E\text{ máx}} = 21 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_R = 50.500 \text{ m}^3$$

$$t_c = 33 \text{ min} = 1.980 \text{ s} \quad \text{e, portanto,}$$

$$t_b = 3 t_c = 5.940 \text{ s}$$

Substituindo nas equações da Figura 37, tem-se:

$$V_E = \frac{Q_{E\text{ máx}} t_b}{2} = \frac{21 \times 5.940}{2}$$

$$V_E = 62.370 \text{ m}^3$$

$$V_E = V_R + V_S', \text{ então:}$$

$$V_S' = V_E - V_R = 62.370 - 50.500$$

$$V_S' = 11.870 \text{ m}^3$$

$$V_S' = \frac{Q_{S\text{ máx}} t_b}{2} \Rightarrow Q_{S\text{ máx}} = \frac{2 V_S'}{t_b}$$

$$Q_{S\text{ máx}} = \frac{2 \times 11.870}{5.940}$$

$$Q_{S\text{ máx}} = 4,0 \text{ m}^3/\text{s}$$

Definiu-se, assim, a vazão máxima defluente para uma lâmina d'água de 0,80 m sobre a soleira, que deverá ser veiculada pelo vertedor de superfície quando ocorrer a cheia de projeto com vazão de pico de 21 m³/s (para TR = 100 anos).

Largura da Soleira do Vertedor

A Figura 34 mostra a soleira do vertedor na cota 141,7 m, o nível d'água máximo no reservatório na cota 142,5 m, e, como consequência, uma lâmina ou carga máxima sobre a soleira de 0,80 m.

Como a vazão máxima que deverá passar pelo vertedor tem o valor de

$$Q_{S \text{ máx}} = 4,0 \text{ m}^3/\text{s},$$

pode-se definir a largura da soleira com a equação (18):

$$Q_{S \text{ máx}} = 1,11 L$$

$$L = \frac{4,0}{1,11} = 3,60$$

$$L = 3,6 \text{ m}$$

Figura 37. Representação simplificada dos hidrogramas de enchente.

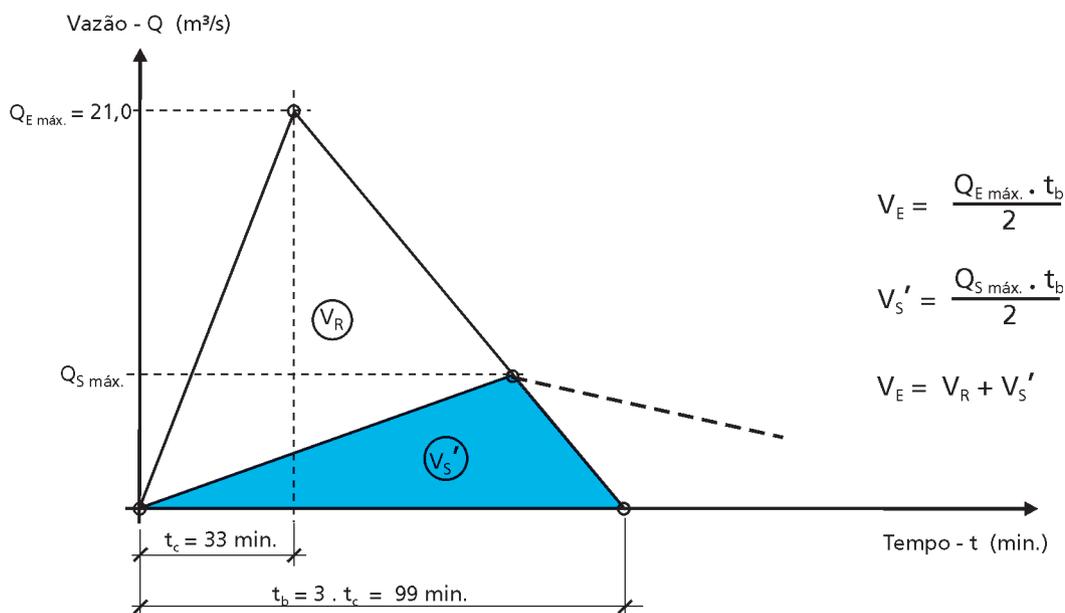
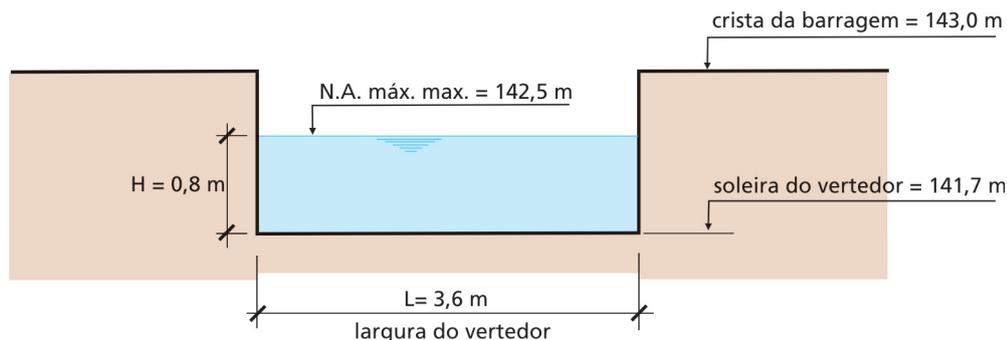


Figura 38. Vista frontal esquemática do vertedor de superfície da barragem.



Verificação para a Vazão Catastrófica

Definida a largura do vertedor, verifica-se qual vazão de uma cheia com TR superior a 100 anos levaria o nível d'água do reservatório a atingir a crista do maciço da barragem na cota 143,0 m, que representa uma condição-limite para o barramento. Além desse ponto, ocorre o galgamento do aterro, com grande risco de provocar sua destruição parcial ou total.

Com o nível d'água no reservatório na cota 143,0 m, a altura d'água ou a carga sobre a soleira do vertedor será:

$$H = 143,0 - 141,7 = 1,3 \text{ m.}$$

Da equação (17)

$$Q_S = 1,55 L H^{3/2}$$

e com os valores já definidos

$$L = 3,6 \text{ m} \quad \text{e} \quad H = 1,3 \text{ m}$$

tem-se

$$Q_{S \text{ máx}} = 1,55 \times 3,6 \times 1,3^{3/2}$$

$$Q_{S \text{ máx}} = 8,27 \text{ m}^3/\text{s}$$

Essa é a estimativa para a máxima vazão que sairá pelo vertedor na ocorrência da cheia denominada "catastrófica".

Com o uso das equações e relações entre vazões, volumes, tempo de concentração e tempo de base do item *Amortecimento da Onda de Cheia* (pág. 76), pode-se estimar a vazão de pico da cheia catastrófica: $Q_{E \text{ máx}} = Q_C$

Primeiramente, tem-se

$$V'_S = \frac{Q_{S \text{ máx}} t_b}{2} = \frac{8,27 \times 5.940}{2}$$

$$V'_S = 24.562 \text{ m}^3$$

Na seqüência, determina-se o volume de reservação (V_R) correspondente a esse evento. Da Tabela 7 extrai-se o volume do reservatório correspondente ao nível 143,0 m, que é 154.400 m³. Como o volume armazenado referente à cota 141,7 m, da soleira do vertedor, é 65.075 m³, tem-se:

$$V_R = 154.400 - 65.075$$

$$V_R = 89.325 \text{ m}^3$$

Pode-se, então, calcular o novo valor do volume de enchente (V_E):

$$V_E = V_R + V'_S$$

$$V_E = 89.325 + 24.562$$

$$V_E = 113.887 \text{ m}^3$$

como $V_E = \frac{Q_{E \text{ máx}} \cdot t_b}{2}$ e

$$\frac{t_b}{2} = \frac{3 t_c}{2} = \frac{5.940}{2} = 2.970 \text{ seg}$$

tem-se

$$Q_{E\text{máx}} = \frac{V_E}{2.970} = \frac{113.887}{2.970}$$

$$Q_{E\text{máx}} = Q_c = 38,3 \text{ m}^3/\text{s}$$

que é o valor estimado para o pico da cheia catastrófica.

Determina-se, então, qual período de retorno (TR) está associado à ocorrência de uma vazão de 38,3 m³/s, na bacia hidrográfica de 1,87 km² do projeto, localizada próximo a Piracicaba, região que possui a equação de chuvas intensas (5), descrita no item *Vazão de Projeto* (pág. 22).

Com a equação (1), do Método Racional, estima-se a intensidade de chuva que provocaria a vazão catastrófica (Q_c):

$$Q = 0,167 C i A D$$

Com os valores definidos anteriormente,

$$C = 0,25$$

$$A = 187 \text{ ha}$$

$$Q = Q_c = 38,3 \text{ m}^3/\text{s}$$

tem-se

$$Q_c = 38,3 = 0,167 \times 0,25 \times 187 \times i$$

de onde resulta o valor de i:

$$i = \frac{38,3}{0,167 \times 0,25 \times 187}$$

$$i = 4,9 \text{ mm/min}$$

Para comparação, com o uso da equação (5), de intensidade, duração e frequência de chuvas referente à cidade de Piracicaba, verifica-se que, para t_c = 33 min e TR=1.000 anos²¹, resulta

$$i = 3,56 \text{ mm/min}$$

Conclui-se que, para o barramento em análise, o risco associado à vazão catastrófica é muito baixo.

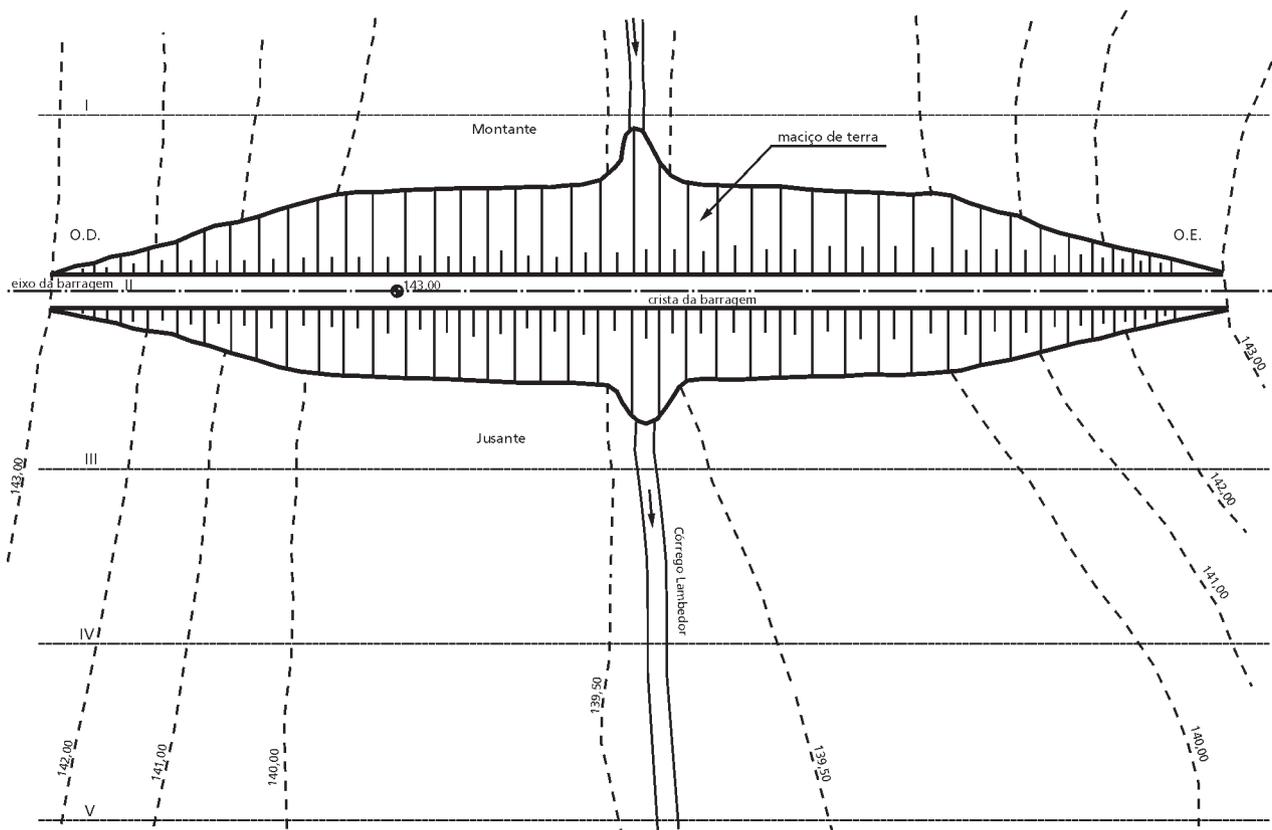
²¹ O trabalho *Equações de Chuvas Intensas do Estado de São Paulo* (Martinez jr., 1999) apresenta curvas I - D - F definidas para TR até 200 anos. Apesar disso, para exemplificar e pela ausência de outra equação, a extrapolação foi feita para TR = 1.000 anos.

MACIÇO DA BARRAGEM

As Figuras 39 e 40 mostram a planta e o corte longitudinal do maciço de terra compactada da barragem, com crista de 4,0 m de largura, na cota 143,0 m.

Em pequenas barragens, para as quais não são feitos estudos de geotecnia nem acompanhamento técnico da execução com o apoio de laboratório de solos - construídas sem sistemas de filtros internos para condução da água que percola através do maciço - devem ser baixas as inclinações dos taludes de jusante e de montante para garantir a estabilidade do aterro. Dessa forma, recomenda-se não realizar maciços em terra compactada com taludes mais inclinados que 1 V: 2,5 H a jusante, e 1 V: 3 H a montante. Essas são as inclinações adotadas neste projeto.

Figura 39. Planta do maciço de terra da barragem do córrego Lambedor. Crista do aterro com 4,0 m de largura, na cota 143,0 m. Taludes com inclinação de 1H:3V, a montante, e 1H:2,5V, a jusante.



I a V - seções topobatimétricas transversais (de 20 em 20 m)
Escala original - 1:1.000

Figura 40. Corte longitudinal do maciço da barragem do córrego Lamedor (seção topobatimétrica II).

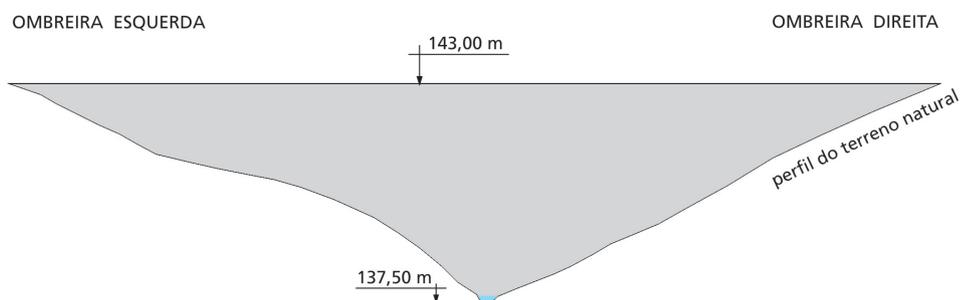
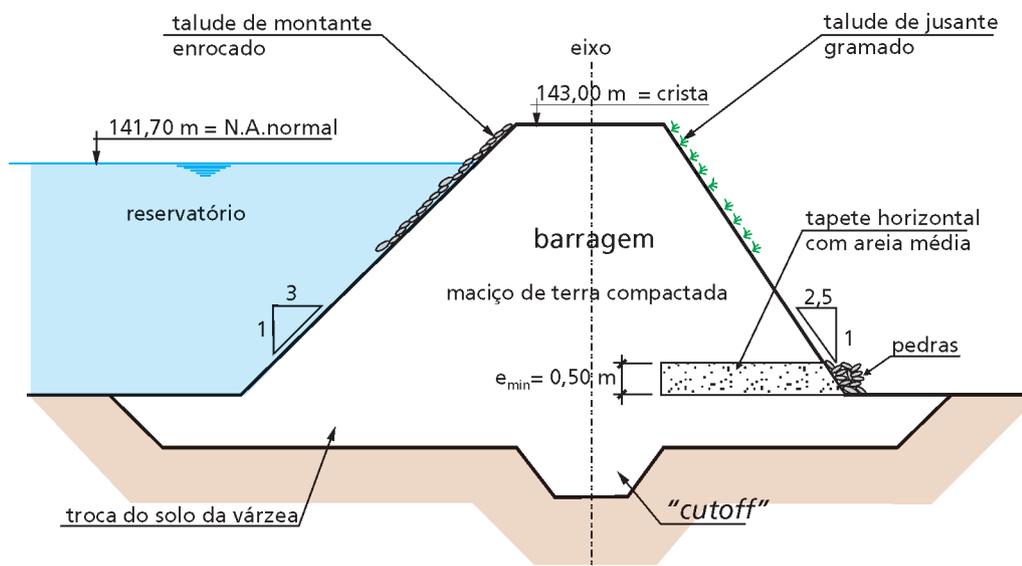


Figura 41. Corte transversal típico do maciço da barragem. Antes do início da implantação do aterro com solo de boa qualidade e granulometria apropriada, deve-se retirar a camada superficial do solo da várzea com os restos vegetais remanescentes.



POSICIONAMENTO DAS ESTRUTURAS HIDRÁULICAS

Da observação das plantas das Figuras 35, 39 e 40, verifica-se que há melhor condição topográfica junto da ombreira esquerda do barramento para implantação do canal extravasor a ser escavado no terreno natural.

Como solução de projeto foi adotado um canal em concreto armado, de seção retangular, com 3,6 m de base (igual à largura do vertedor) e com o fundo na cota 141,2 m junto da soleira (Figuras 34 e 38).

O canal extravasor, de montante para jusante, terá os seguintes elementos:

- canal de aproximação
- soleira do vertedor
- calha inclinada ou "rápido"
- bacia de dissipação e
- canal de restituição.

O descarregador de fundo é de suma importância para a obra a ser construída e, posteriormente, para a operação do reservatório. Em conjunto com as ensecadeiras de montante e jusante, é a primeira parte da obra a ser realizada e serve como estrutura de desvio.

A implantação da ensecadeira de montante conduz as águas do córrego através do canal de acesso e da tubulação de concreto do monge. A ensecadeira de jusante impede o retorno das águas para montante, através do talvegue.

Deve-se posicionar o descarregador de fundo na margem oposta à do canal do vertedor para facilitar os trabalhos de execução do barramento e das estruturas hidráulicas, evitando-se interferências desnecessárias.

É importante afastar da saia do aterro o encontro dos canais de restituição do descarregador de fundo e do extravasor de superfície com o talvegue. Com essa providência, aumenta-se a segurança, evitando-se erosões no maciço e escorregamentos no talude de jusante, eventos que, durante uma enchente, podem levar à destruição da barragem.

Figura 42. Planta de situação do canal extravasor e do descarregador de fundo (sem escala).

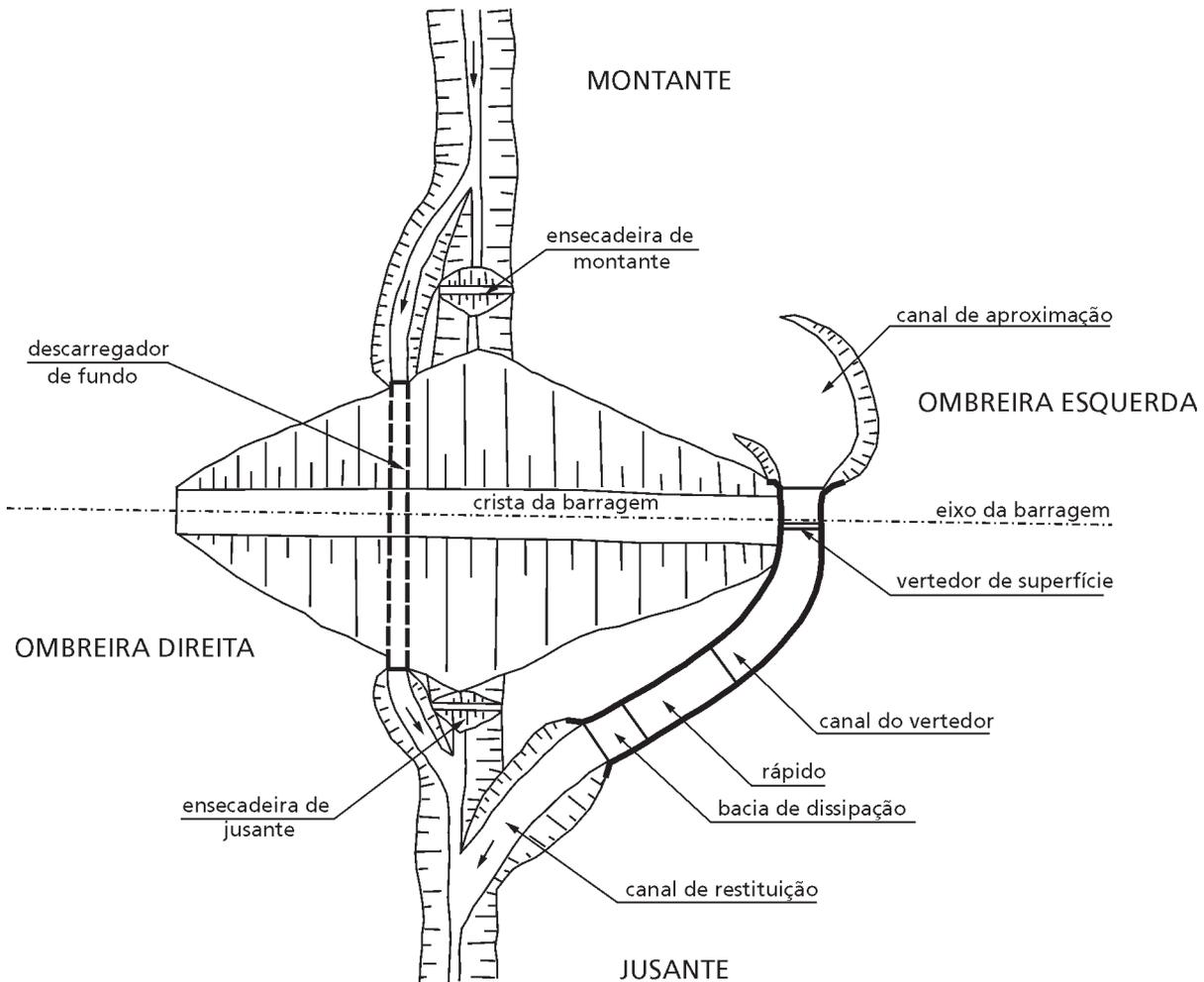
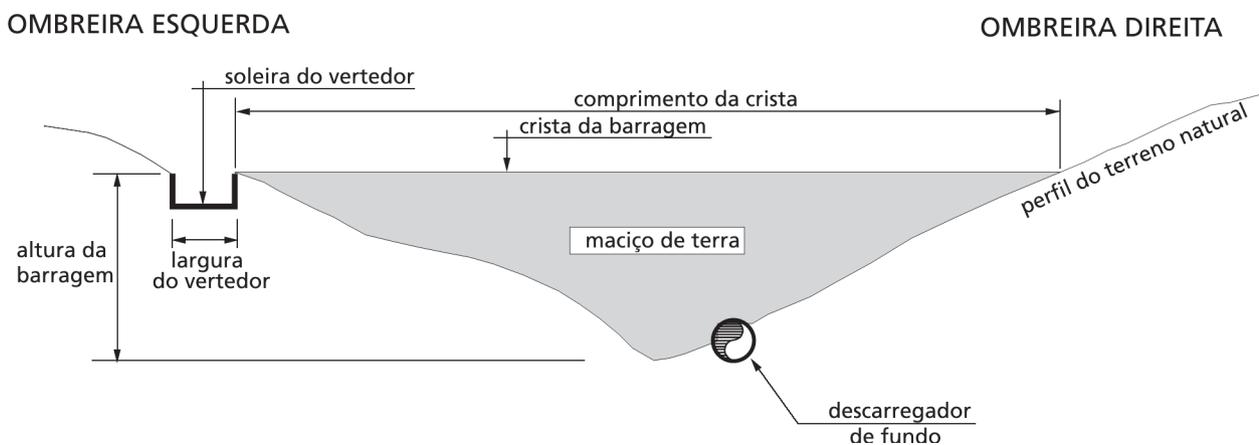


Figura 43. Vista da barragem, de montante para jusante, mostrando a posição relativa do talvegue, do descarregador de fundo e do vertedor de superfície.



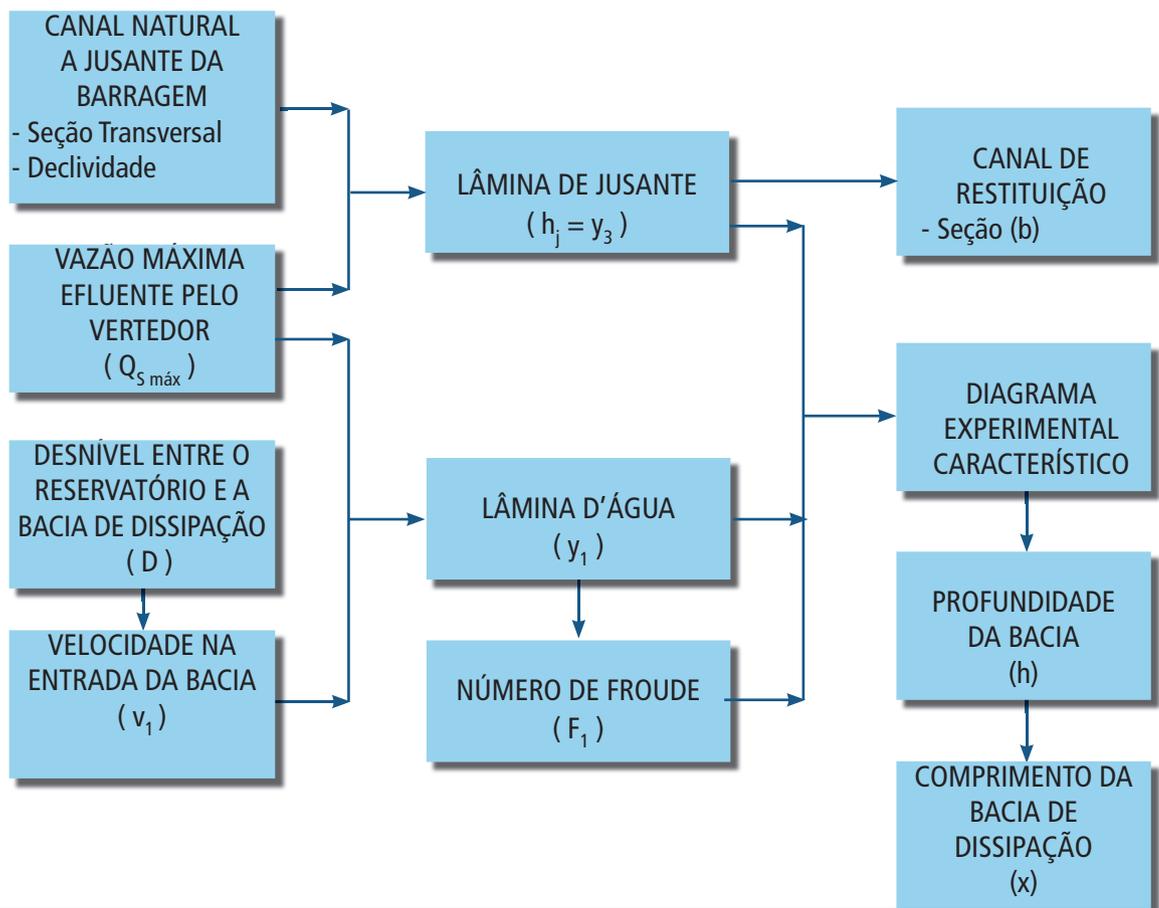
BACIA DE DISSIPAÇÃO DE ENERGIA

A implantação de uma barragem cria um desnível entre a superfície do reservatório e a lâmina d'água do curso d'água no trecho de jusante. No presente caso, esse desnível será de 4 m, aproximadamente.

As descargas através do vertedor terão de percorrer esse desnível para retornar ao leito do córrego Lambedor, a jusante do barramento. Se não for utilizado um trecho com forte inclinação ou um trecho com degraus, de modo a vencer o desnível numa curta distância horizontal, será necessário estender o canal de restituição do vertedor por centenas de metros, buscando um perfil que esteja em conformidade com o relevo natural.

No exemplo desenvolvido optou-se por construir um "rápido", ou calha inclinada, num trecho com 20 m de comprimento, vencendo um desnível de mais de 4,0 m.

Figura 44. Roteiro resumido do dimensionamento da bacia de dissipação desenvolvido com o uso do modelo de bacia descrito no Capítulo 2.



No final do “rápido” a velocidade será alta, com escoamento em regime turbulento com muita energia inercial. Não se pode restituir o caudal para o leito natural nessa condição torrencial, pois certamente provocará erosão, pondo em risco as estruturas do canal e do próprio maciço de terra, além de causar prejuízos ambientais a cada precipitação intensa. Será necessário, portanto, dissipar essa energia antes do retorno do caudal para o rio pelo canal de restituição.

Na Figura 44 demonstra-se como provocar essa dissipação de energia com o uso de um ressalto hidráulico localizado e estável, projetando-se uma bacia de dissipação logo no final do “rápido”.

No Capítulo 2, encontram-se os conceitos, equações e resultados experimentais aqui adotados.

Estimativa da Lâmina d'Água de Jusante

Condição Hidráulica Natural do Curso d'Água a jusante do Barramento

O curso d'água na sua conformação natural procura permanentemente situações de equilíbrio. Ao retornar ao córrego a jusante da barragem, a torrente que extravasar pelo vertedor precisará chegar ao leito natural com uma energia muito próxima daquela que o escoamento da mesma vazão teria se não houvesse o barramento.

A vazão de enchente que passará pelo vertedor, de acordo com os cálculos feitos anteriormente, será de 4,0 m³/s, já amortecida pelo reservatório.

É preciso estimar qual a lâmina (h_j) e qual velocidade média (v_j) essa vazão irá assumir no canal natural do córrego em estudo, para o dimensionamento de um canal de restituição cujo escoamento apresente características semelhantes (y_3 e v_3).

As cinco seções transversais topobatimétricas executadas a cada 20 m (Figuras 32 e 45) permitem analisar as condições do canal natural do córrego Lambedor a partir de 20 m a montante do eixo da barragem até a seção situada 60 m a jusante dele.

Verificou-se que nesses 80 m de extensão o talvegue apresenta uma declividade média de 2,5 m/km (0,0025 m/m), e que a conformação das seções transversais do córrego permite considerar esse trecho (natural) com o comportamento hidráulico equivalente ao de um canal em terra, de seção trapezoidal, com 2,0 m de largura de base e taludes com inclinação 1:1 (Figura 45). Essa simplificação objetiva facilitar a verificação, nesse trecho, da velocidade média e da altura da lâmina d'água para uma vazão igual à do pico da cheia de projeto que sai pelo vertedor: 4,0 m³/s.

Estima-se a linha d'água no canal natural do curso d'água na confluência do canal de restituição, para a vazão de 4,0 m³/s ($Q_{S\text{ máx}}$), com o uso da equação (9):

$$Q = \frac{1}{n} i^{1/2} R_h^{2/3} A_m$$

onde:

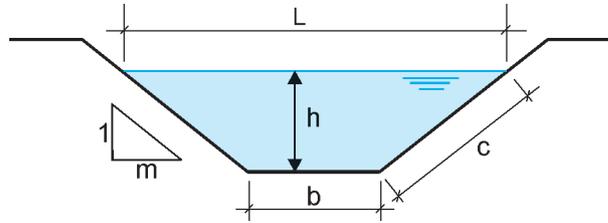
n = coeficiente de rugosidade de Manning;

i = declividade do leito;

R_H = raio hidráulico; e

A_m = área molhada da seção transversal .

Relações geométricas básicas de uma seção trapezoidal (Tabela 5):



$$L = b + 2 m h$$

$$c = h (1+m^2)^{1/2}$$

$$A_m = b h + m h^2$$

$$P_m = b + 2 h (1+m^2)^{1/2}$$

$$R_H = A_m / P_m$$

Rescrevendo a equação (9) com as expressões acima, para canais trapezoidais:

$$Q = \frac{1}{n} \sqrt{i} (bh + mh^2) \left(\frac{bh + mh^2}{b + 2h\sqrt{1+m^2}} \right)^{2/3} \quad (19)$$

No caso do canal natural do córrego Lambedor, tem-se:

$n = 0,035$ (Tabela 3)

$i = 0,0025$ m/m (Figura 45)

$b = 2,0$ m e

$m = 1,0$

Substituindo esses valores em (19), tem-se:

$$Q = 1,429 (b h + h^2)^{5/3} (b + 2,83 h)^{-2/3} \text{ ou}$$

$$Q = 1,429 (2,0 h + h^2)^{5/3} (2,0 + 2,83 h)^{-2/3}$$

Para $Q = Q_{s\text{máx}} = 4,0$ m³/s, verifica-se que o valor de $h = h_j = 1,15$ satisfaz a igualdade acima. Portanto,

$$h_j = 1,15 \text{ m}$$

A velocidade média resultante para o trecho é

$$v_j = 1,12 \text{ m/s.}$$

Canal de Restituição a jusante da Bacia de Dissipação

Para esse trecho do canal de restituição foram adotadas as seguintes características:

- escavação em terra ($n = 0,035$) de seção trapezoidal (base = b);
- inclinação dos taludes (1:1,5): $m = 1,5$;
- declividade: $i = 0,0025$ m/m;
- lâmina d'água para a vazão $Q_{s\text{máx}} = 4,0$ m³/s: $y_3 = h_j = 1,15$ m

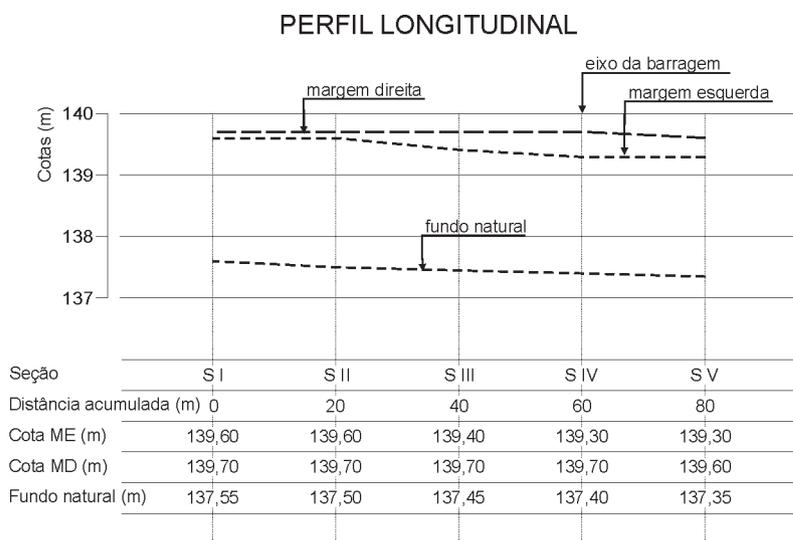
Com esses valores de Q , n , i e h , e com a equação (19), define-se o valor da largura da base do canal:

$$b = 1,5 \text{ m}$$

A velocidade média resultante para o trecho de jusante do canal de restituição é $v_3 = 1,08 \text{ m/s}$, valor muito próximo do obtido para o córrego na confluência e que se apresenta em conformidade com o tipo de revestimento do canal de restituição que será em terra (Tabela 4).

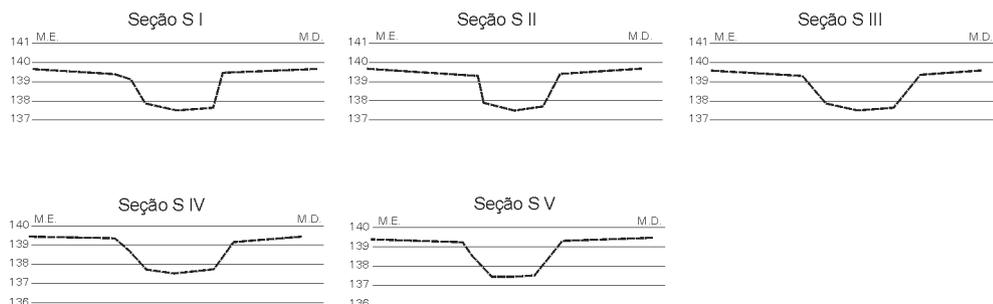
Dessa forma, para haver continuidade entre o canal de restituição e o córrego Lambedor em sua confluência a jusante do barramento para o escoamento da vazão de cheia ($4,0 \text{ m}^3/\text{s}$), foi definida uma seção trapezoidal com as características acima estabelecidas. As velocidades médias resultaram em valores muito próximos, e o valor da lâmina de jusante foi estimado em: $h_1 = y_3 = 1,15 \text{ m}$. A importância dessa altura de lâmina d'água é vista, a seguir, no dimensionamento da bacia de dissipação.

Figura 45. Seções transversais topobatimétricas do córrego Lambedor, conforme Figura 32, e perfil longitudinal do canal natural, mostrando as linhas do talvegue e das margens esquerda e direita. Declividade média: $(137,55-137,35) / 80 = 0,0025 \text{ m/m}$.



Escalas: Horiz.: 1:1.000
 Vert.: 1:100

SEÇÕES TRANSVERSAIS



Dimensionamento da Bacia de Dissipação

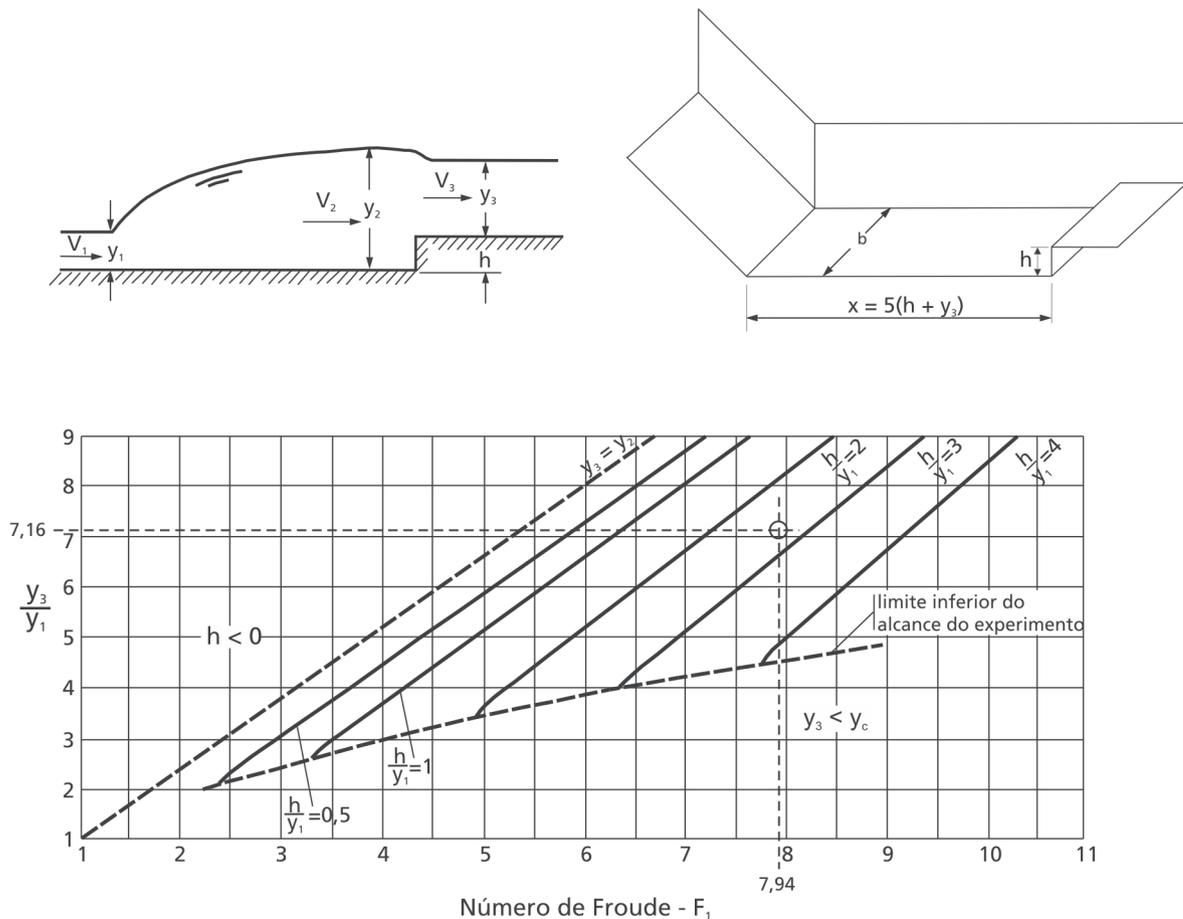
No Capítulo 2, o item *Bacias de Dissipação de Energia* (págs. 47 a 52) apresenta com mais detalhes conceitos, informações e referências bibliográficas sobre bacias de dissipação e, especificamente, analisa o modelo dimensionado neste exemplo.

Com o objetivo de apresentar um projeto de geometria simples, que possa ser compreendido, verificado, projetado e construído com certa facilidade, o tipo de bacia escolhido tem forma de piscina, inserida no canal de concreto de seção retangular, terminando em degrau ascendente ou parede vertical. No final da bacia se faz a transição da seção retangular (revestida) para a seção trapezoidal (em terra), já definida, com redução da largura da base de 2,5 m para 1,5 m.

Pelos diagramas e expressões da Figura 46, verifica-se que para a determinação de x e h , comprimento e profundidade da bacia, deve-se antes encontrar os valores de y_3 , v_1 e y_1 .

O valor de y_3 determinado no item anterior, $h_j = 1,15$ m, é a altura da lâmina d'água no canal de restituição que corresponde à vazão $Q_{S\text{ máx}} = 4,0$ m³/s.

Figura 46. Bacia de dissipação de energia em canal retangular, terminando numa sobrelevação abrupta do leito. Diagrama para projeto e verificação (CHOW, 1959).



Lâmina e Velocidade na Seção de Entrada

No final da calha inclinada (Figuras 46 e 47), na entrada da bacia (seção 1), pela equação da continuidade (9), tem-se:

$$Q = v A_m \quad \text{ou} \quad Q = v_1 b y_1$$

Conhecendo-se b (largura do canal) e v_1 (velocidade média), pode-se calcular y_1 por:

$$y_1 = \frac{Q}{b} \frac{1}{v_1} \quad (20)$$

onde

$$\frac{Q}{b} = q \quad (21)$$

é a vazão específica do canal (vazão por unidade de largura).

Com $b_1 = 2,5 \text{ m}$ e $Q_1 = Q_{S_{\text{máx}}} = 4,0 \text{ m}^3/\text{s}$, pode-se calcular y_1 com (20):

$$y_1 = \frac{Q_{S_{\text{máx}}}}{b} \frac{1}{v_1} = \frac{4,0}{2,5} \frac{1}{v_1}$$

ou

$$y_1 = \frac{1,6}{v_1} \quad (22)$$

Para a determinação da velocidade média do escoamento (v_1) no final da calha inclinada admite-se que quase toda energia potencial (desnível), transforma-se em cinética.

Utiliza-se a equação 16

$$H_c = \frac{v^2}{2g}$$

Recomenda-se, para cálculo do desnível D , a expressão (Figuras 25 e 47)

$$D = \frac{H}{2} + (N_s - N_{Fb})$$

sendo

H = carga sobre a soleira do vertedor = $N.A._{\text{máx máx}} - N_s$

N_s = cota da soleira

N_{Fb} = cota do fundo da bacia de dissipação

N_{Fb} resulta da diferença da cota do leito do canal de restituição menos h , profundidade da bacia.

Estimativa Preliminar da Profundidade da Bacia de Dissipação

Por não ser conhecida a profundidade da bacia (h), numa aproximação inicial, determina-se o valor do desnível D pela diferença entre o nível máximo maximum do reservatório e a cota da interseção (teórica) do leito do canal de restituição com a calha inclinada (Figura 47).

Da análise das Figuras 42, 45 e 47 verifica-se que a confluência do canal de restituição com o córrego Lambedor se dá na seção batimétrica V, 60 m a jusante do eixo da barragem, e que nessa seção o leito do córrego encontra-se na cota 137,35 m.

A extensão aproximada do canal de restituição, incluindo a bacia de dissipação, é de 50 m, entre o final do "rápido" e o córrego, com declividade de 0,0025 m/m.

Com o comprimento do canal (50 m), a declividade (0,0025 m/m) e a cota do leito na seção de jusante (137,35 m), pode-se estimar a cota do leito do canal junto ao "rápido":

$$137,35 + 50,0 \times 0,0025 = 137,475 \text{ m.}$$

Assim, na estimativa inicial, tem-se:

$$D = 142,5 - 137,475 = 5,025 \text{ m}$$

ou, aproximadamente,

$$D = 5,03 \text{ m}$$

Primeira estimativa de v_1 : pode-se considerar, simplificadamente, toda a energia potencial entre a superfície líquida do reservatório e o fundo da bacia de dissipação transformando-se em cinética (equação 16):

$$D = \frac{v_1^2}{2g}$$

então, o valor de v_1 resulta da expressão

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

$$v_1 = \sqrt{2 \times 9,81 \times 5,03}$$

$$v_1 = 9,93 \text{ m/s}$$

Substituindo-se esse valor na expressão (22)

$$y_1 = \frac{1,6}{9,93}$$

resulta

$$y_1 = 0,161 \text{ m}$$

Na seqüência, calcula-se o valor do Número de Froude na seção 1, na entrada da bacia, substituindo-se os valores encontrados para v_1 e y_1 na equação (15):

$$F_1 = \frac{v_1}{\sqrt{gy_1}} = \frac{9,93}{\sqrt{9,81 \times 0,161}}$$

$$F_1 = 7,90$$

Dos valores das alturas $y_1=0,161 \text{ m}$ e $y_3=1,15 \text{ m}$, tem-se

$$\frac{y_3}{y_1} = \frac{1,15}{0,161}$$

$$\frac{y_3}{y_1} = 7,14$$

Com os valores

$$F_1 = 7,90 \quad \text{e} \quad y_3/y_1 = 7,14,$$

determina-se um ponto no gráfico da Figura 46, situado entre as curvas paramétricas

$$\frac{h}{y_1} = 2 \quad \text{e} \quad \frac{h}{y_1} = 3$$

Por interpolação, determina-se o valor de h/y_1 para o ponto encontrado:

$$\frac{h}{y_1} = 2,7$$

Da expressão, tem-se

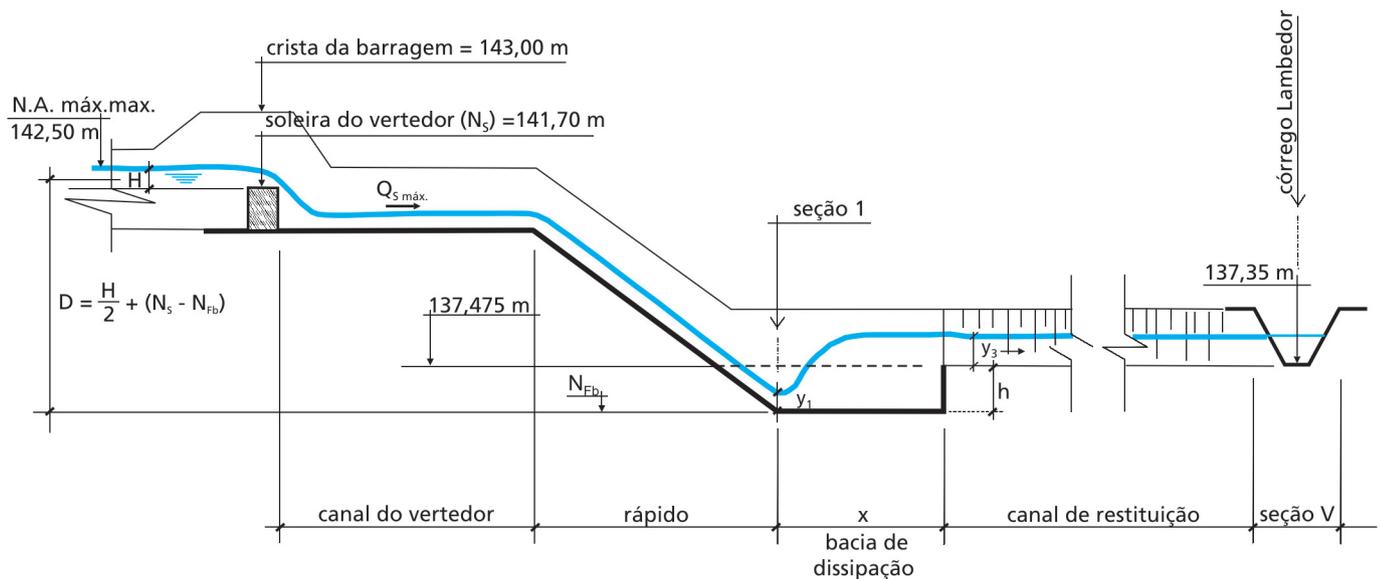
$$h = 2,7 \cdot y_1 = 2,7 \times 0,161$$

$$h = 0,44 \text{ m}$$

Estabelece-se, assim, um valor inicial para a cota do fundo da bacia:

$$N_{Fb} = 137,475 - 0,44 = 137,035 \text{ m}$$

Figura 47. Perfil sem escala do canal extravasor que mostra o desnível entre o reservatório e o canal de restituição.



Verificação das Dimensões da Bacia de Dissipação

Após a estimativa preliminar de h se tem uma idéia mais aproximada do desnível entre o N.A. $N_{A. máx máx}$ do reservatório e o leito da bacia. Para compensar perdas por atrito, adota-se para o desnível D a seguinte expressão:

$$D = \frac{H}{2} + (N_s - N_{Fb})$$

com

$$H = 0,8 \text{ m}$$

$$N_s = 141,7 \text{ m}$$

$$N_{Fb} = 137,035 \text{ m (resultante da estimativa preliminar)}$$

$$D = \frac{0,80}{2} + (141,70 - 137,035)$$

$$D = 5,065 \text{ m}$$

A partir desse novo valor de D , adotando-se o mesmo desenvolvimento e expressões do item anterior, calculam-se novamente os valores de v_1 , y_1 , F_1 e y_3/y_1 :

$$v_1 = 9,96 \text{ m/s}$$

$$y_1 = 0,161 \text{ m}$$

$$F_1 = 7,94$$

$$y_3/y_1 = 7,16$$

Com o novo par de valores de F_1 e y_3/y_1 (7,94; 7,16), e o uso do gráfico da Figura 46, determina-se

$$h/y_1 = 2,67$$

e

$$h = 0,43 \text{ m}$$

profundidade da bacia de dissipação.

Da Figura 46, obtém-se a relação característica do modelo de bacia utilizado:

$$x = 5 (h + y_3)$$

Substituindo-se os valores de y_3 e h :

$$x = 5 (0,43 + 1,15)$$

$$x = 7,89 \text{ m}$$

Como dimensões de projeto, adotou-se uma bacia de dissipação de energia em concreto armado, incluída no canal retangular, com largura $b = 2,5 \text{ m}$, comprimento $x = 8,0 \text{ m}$, profundidade $h = 0,45 \text{ m}$ e cota do fundo $N_{Fb} = 137,03 \text{ m}$.

PLANTA E CORTES DO CANAL EXTRAVASOR DE SUPERFÍCIE

A partir das definições do vertedor, do "rápido", da bacia de dissipação de energia e do canal de restituição foram elaboradas as Figuras 48 e 49, que apresentam planta e perfil longitudinal do canal extravasor acompanhados de algumas seções transversais.

Figura 48. Planta e cortes do canal extravasor de superfície.

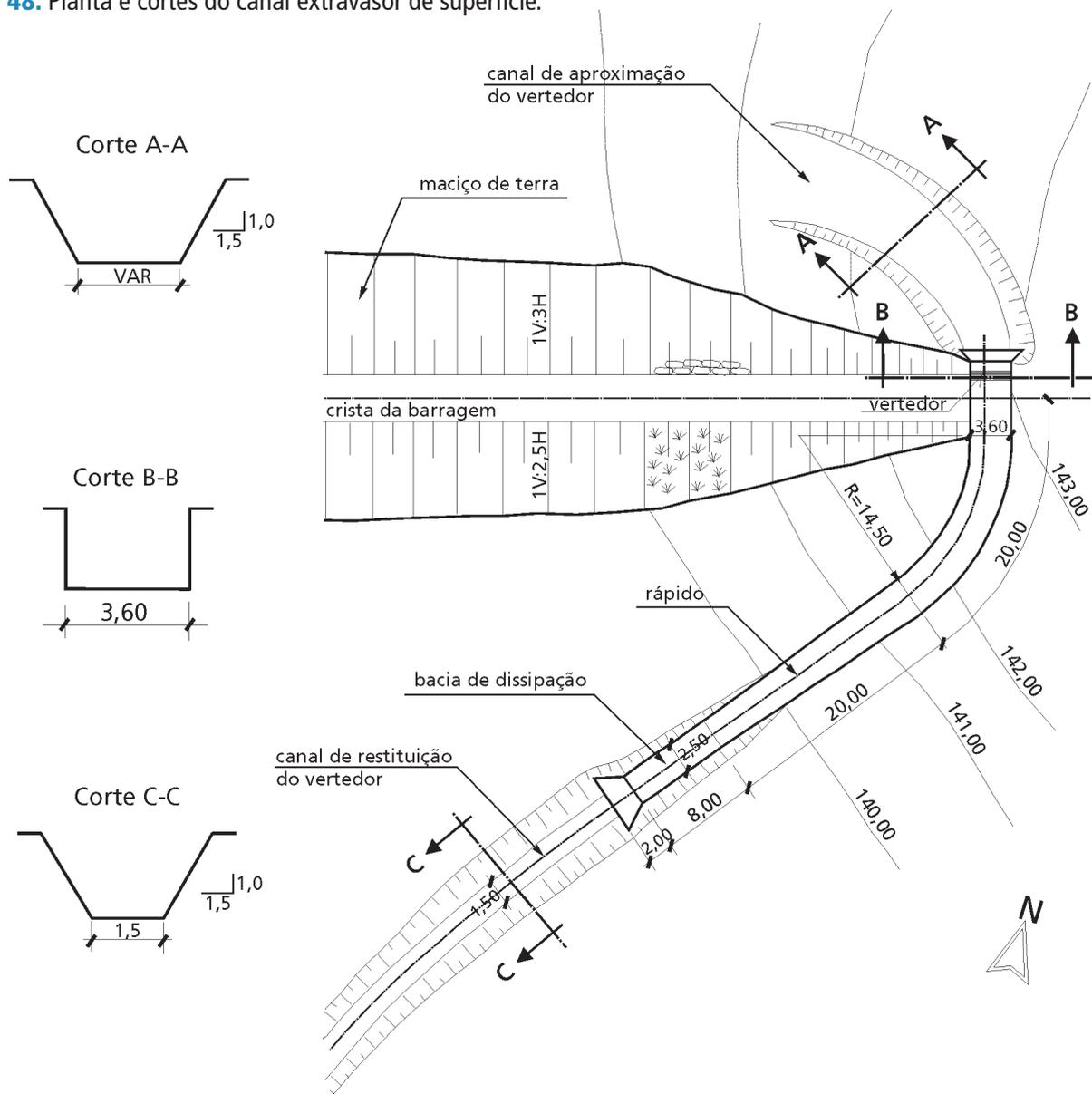
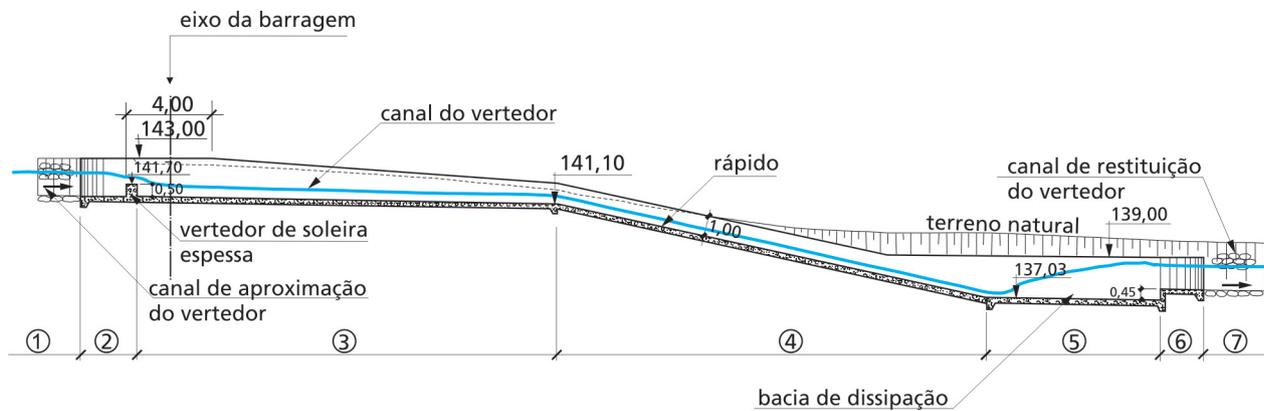


Figura 49. Perfil longitudinal do canal do vertedor (pelo eixo do canal).



Cotas e dimensões em metros

Trecho	Forma da seção	b (m)	L (m)	i (m/m)	Revestimento
1	canal de aproximação	variável	27,0	0	terra
2	canal do vertedor	3,6	4,0	0	concreto
3	canal do vertedor	3,6	20,0	0,0050	concreto
4	rápido	3,6 a 2,5	20,0	0,2040	concreto
5	bacia de dissipação	2,5	8,0	0	concreto
6	transição	2,5 a 1,5	2,0	0,0025	concreto
7	canal de restituição	1,5	40,0	0,0025	terra

b = largura da base; L = extensão; i = declividade.

DESCARREGADOR DE FUNDO

Como citado à página 82, o descarregador de fundo é importante tanto na fase de execução da barragem, quando é utilizado como estrutura de desvio, quanto posteriormente, por possibilitar a operação do reservatório se necessário.

As Figuras 50, 51 e 52, mostram plantas, cortes e detalhes do descarregador de fundo, constituído de duas partes: galeria de 22,5 m de comprimento, com 15 tubos de concreto de 1,5 m de comprimento e 0,80 m de *diâmetro* com 0,5% de declividade, e torre de seção retangular, construída em estrutura de concreto armado e alvenaria, com 1,6 m x 1,2 m de medidas internas, laje de fundo na cota 138,0 m e arremate superior na cota 142,7 m (20 cm acima do N.A._{máx máx}).

A parede frontal da torre terá uma abertura de 0,5 m, em toda sua altura (4,7 m), com canaletas de metal para a fixação de pranchas de madeira sobrepostas (*stop-logs*).

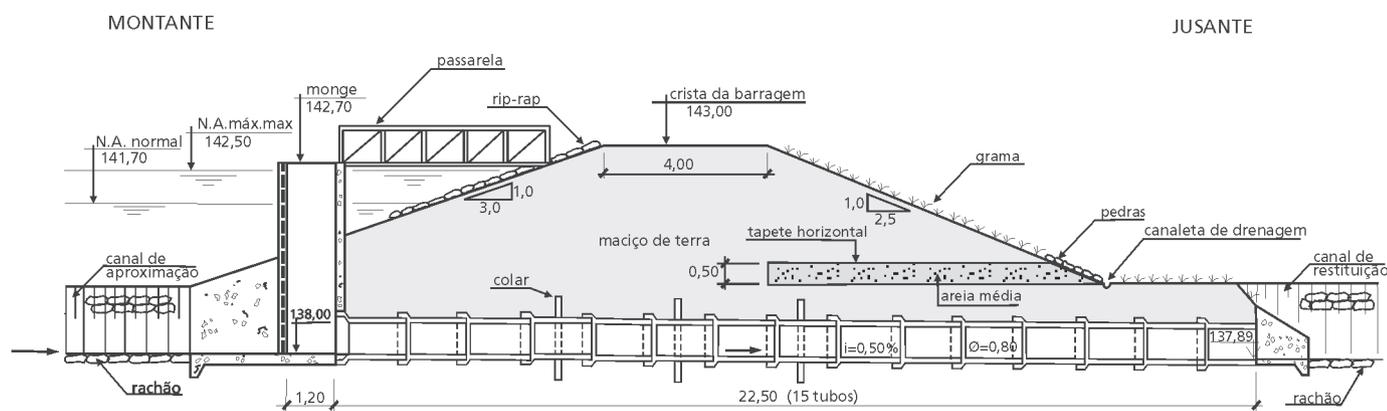
Esse sistema de pranchas, encaixadas entre si e nas canaletas verticais, permitirá o fechamento do desvio da água do córrego pela galeria, possibilitando o enchimento do reservatório. Se necessário, com a finalidade de reduzir o nível da represa, a qualquer momento as pranchas podem ser retiradas uma a uma, de cima para baixo, para reforma ou manutenção do maciço, do canal do vertedor, ou do próprio descarregador de fundo.

A utilização de um *diâmetro* de 0,8 m, no mínimo, para a galeria do descarregador de fundo, deve-se à necessidade de inspeções visuais internas para identificação de possíveis vazamentos ou problemas estruturais e para dar mais segurança ao escoamento das vazões do curso d'água na fase de construção, quando funciona como desvio.

• Controle das Vazões Efluentes nos Períodos de Estiagem

Para melhor controlar as vazões a ser mantidas para jusante, deve-se prever a instalação de um registro, do tipo gaveta ou válvula borboleta, na parede da torre do descarregador de fundo, próximo a sua base. Esses equipamentos mecânicos permitem regular com mais precisão as vazões efluentes na estiagem.

Figura 50. Detalhe do descarregador de fundo.



Nota: Cotas e dimensões em metros

Figura 51. Tomada d'água do descarregador de fundo.

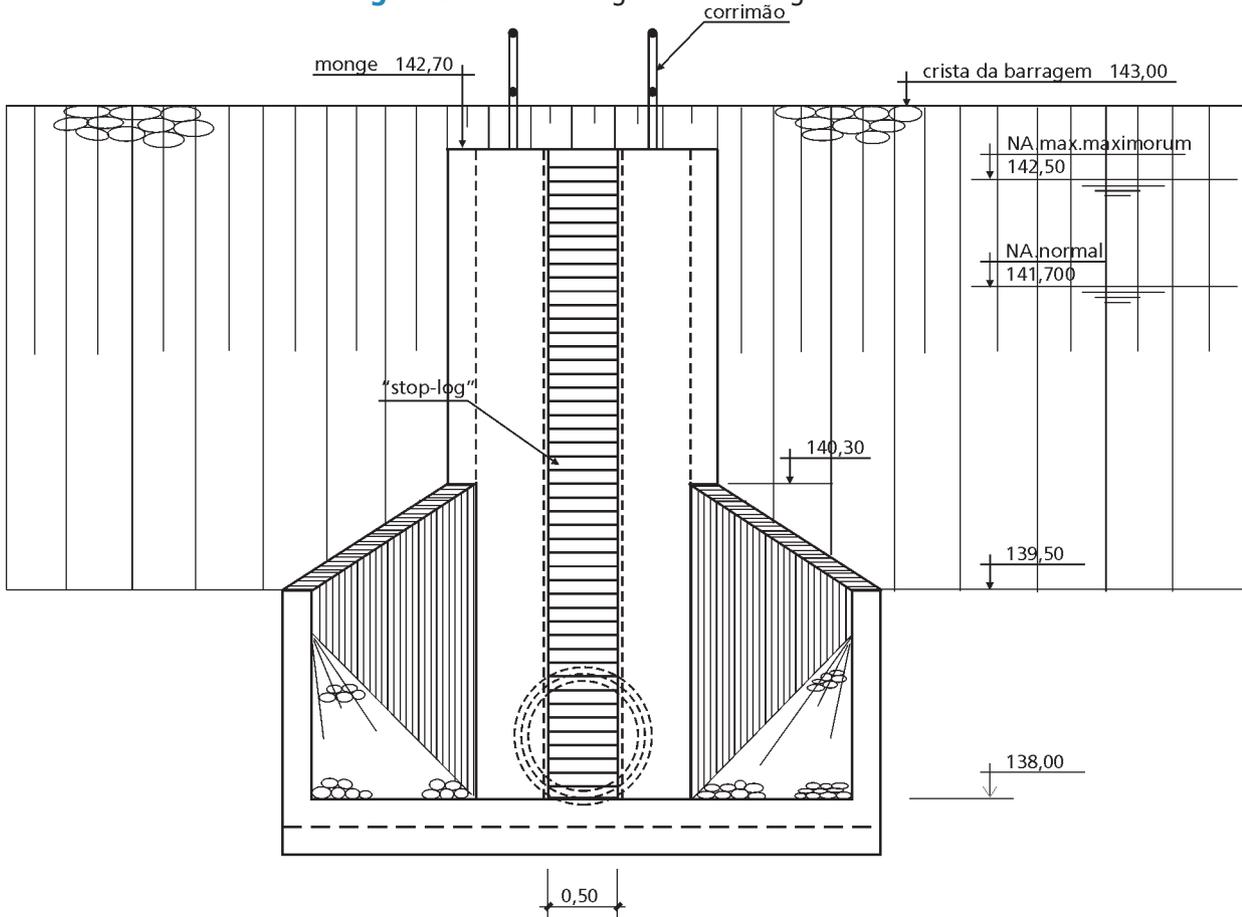
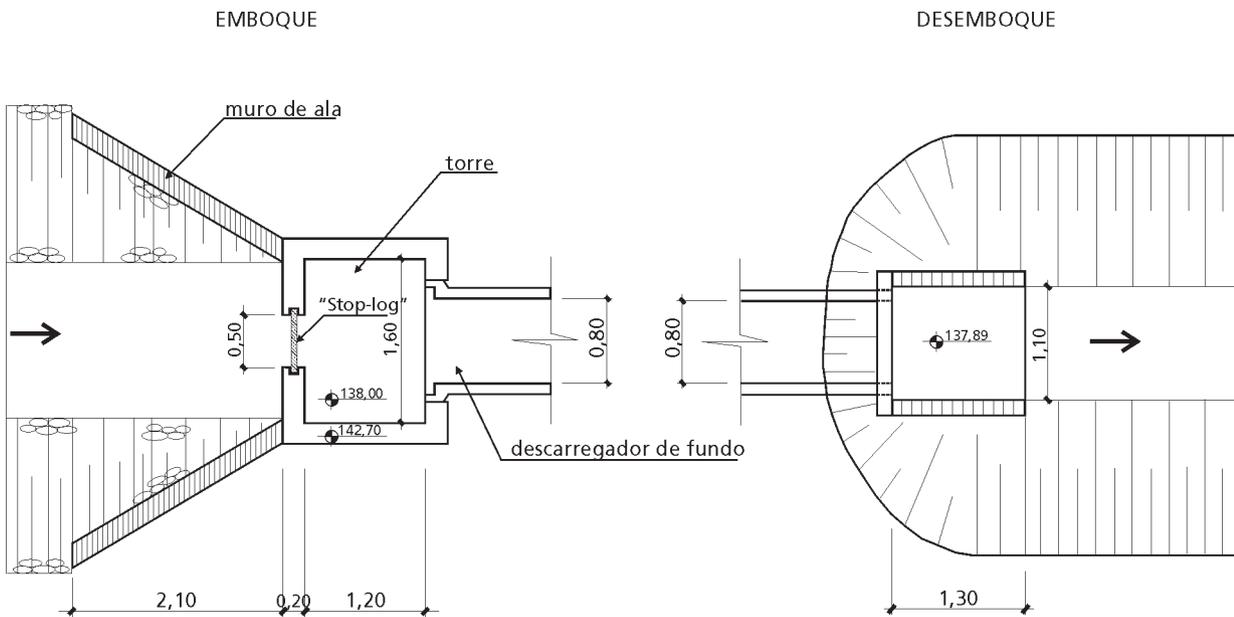


Figura 52. Emboque e desemboque do descarregador de fundo.



Cotas e dimensões em metros

• Vazões de Estiagem

Ao outorgar barramentos, o DAEE exige que os mesmos não interrompam o fluxo do rio e que vazões mínimas sejam mantidas para jusante. Para a estimativa de vazões de estiagem adota-se como referência a variável hidrológica $Q_{7,10}$ (mínima média de sete dias consecutivos e período de retorno de 10 anos).

Para não haver interrupção do fluxo natural para jusante, o enchimento do reservatório deverá ser feito durante o período de chuvas.

No caso deste projeto, para a estimativa da vazão mínima natural na seção do barramento foi consultado o *Estudo de Regionalização de Variáveis Hidrológicas* (DAEE/1994). Com as coordenadas (geográficas ou UTM) da seção da barragem, e com a área de drenagem da bacia, 1,87 km², são obtidos os seguintes valores:

$P = 1.200$ mm/ano, precipitação total anual média de longo período;

$Q = 13$ l/s = 46,8 m³/h, vazão média plurianual;

$Q_{7,10} = 2,7$ l/s = 9,7 m³/h (233 m³/dia).

É importante, para usuários situados a jusante, e a fim de manter “vivo” o curso d’água, que a estrutura de descarga de fundo tenha condição de deixar passar para jusante, com algum controle, vazões de pequeno valor como a $Q_{7,10}$, ou, ainda, menores, na fase de enchimento do reservatório e também posteriormente.

• Enchimento do Reservatório

Pode-se estimar o tempo de enchimento do reservatório que se formará após a implantação do barramento projetado.

O nível a ser atingido é o $NA_{normal} = 141,7$ m, cota da crista da soleira do vertedor, para a qual estimou-se um volume armazenado de 65.075 m³ (Figura 36).

Por meio de cálculos aproximados pode-se verificar qual o volume afluente ao reservatório durante o período de chuvas:

a) volume total precipitado sobre a bacia (187 ha) durante um ano:

$$1,200 \text{ m} \times 1.870.000 \text{ m}^2 = 2.440.000 \text{ m}^3$$

b) considerando que, aproximadamente, 70% das chuvas anuais ocorrem entre outubro e março (seis meses) e que cerca de 30% da precipitação resulta em escoamento superficial direto, tem-se:

$$2.440.000 \times 0,7 \times 0,3 = 471.240 \text{ m}^3$$

Estima-se, portanto, em, aproximadamente, 14% (65.075/471.240) a relação entre o volume do reservatório a ser formado e os volumes afluentes à seção do barramento durante os seis meses do período de chuvas da região.

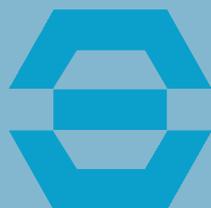
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AZEVEDO NETTO, J.M. **Manual de Hidráulica**. São Paulo, Editora Edgard Blücher Ltda., 8ª Edição, 1998, 669p.
- CHOW, V.T. **Open-Channel Hydraulics**. McGraw-Hill Book Company Inc., New York, 1959.
- DAEE/CETESB **Drenagem Urbana – Manual de Projeto**. São Paulo, Departamento de Águas e Energia Elétrica - DAEE e Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental - CETESB, 1980, 468p.
- DAEE **Manual de Cálculo de Vazões Máximas, Médias e Mínimas para as Bacias Hidrográficas do Estado de São Paulo**. São Paulo, Departamento de Águas e Energia Elétrica - DAEE, 1994, 64p.
- LINGLAY and FRANZINI, **Engenharia de Recursos Hídricos**. São Paulo, McGraw-Hill do Brasil Ltda., 1978.
- MARTINEZ Jr., F.; MAGNI, N.L.G. **Equações de Chuvas Intensas do Estado de São Paulo**. São Paulo, Departamento de Águas e Energia Elétrica - DAEE/CTH, 1999, 125p.
- PAIVA, J.B.D. de, PAIVA, E.M.C.D. de, **Hidrologia Aplicada à Gestão de Pequenas Bacias Hidrográficas**. Porto Alegre, Associação Brasileira de Recursos Hídricos - ABRH, 2003, 628p.
- SALKAUSKAS, C. **Contribuição ao dimensionamento hidráulico dos canais trapezoidais e canais de contorno fechado**. São Paulo, Departamento de Águas e Energia Elétrica - DAEE, 1981, 121p.
- TUCCI, C.E.M. (Org.) **Hidrologia – Ciência e Aplicação**. Porto Alegre, Editora da Universidade, ABRH, EDUSP, 1993, 943p.
- UEHARA, K. et al **Projeto de Pequenas Barragens – vol. 1**. São Paulo, Departamento de Águas e Energia Elétrica, Escola Politécnica da USP, 1992, 106p.
- UEHARA, K.; TAMADA, K. **Projeto de Pequenos Açudes**. São Paulo, Departamento de Águas e Energia Elétrica, Escola Politécnica da USP, 1993, 54p.
- U.S. BUREAU OF RECLAMATION **Design of Small Dams**. Cia. Editora Continental S. A., México – DF, 1977, 639p.
- VILLELA, S.M.; MATTOS, A. **Hidrologia Aplicada**. São Paulo, McGraw-Hill do Brasil, 1975, 245p.

ANEXOS AO PROJETO DA BARRAGEM

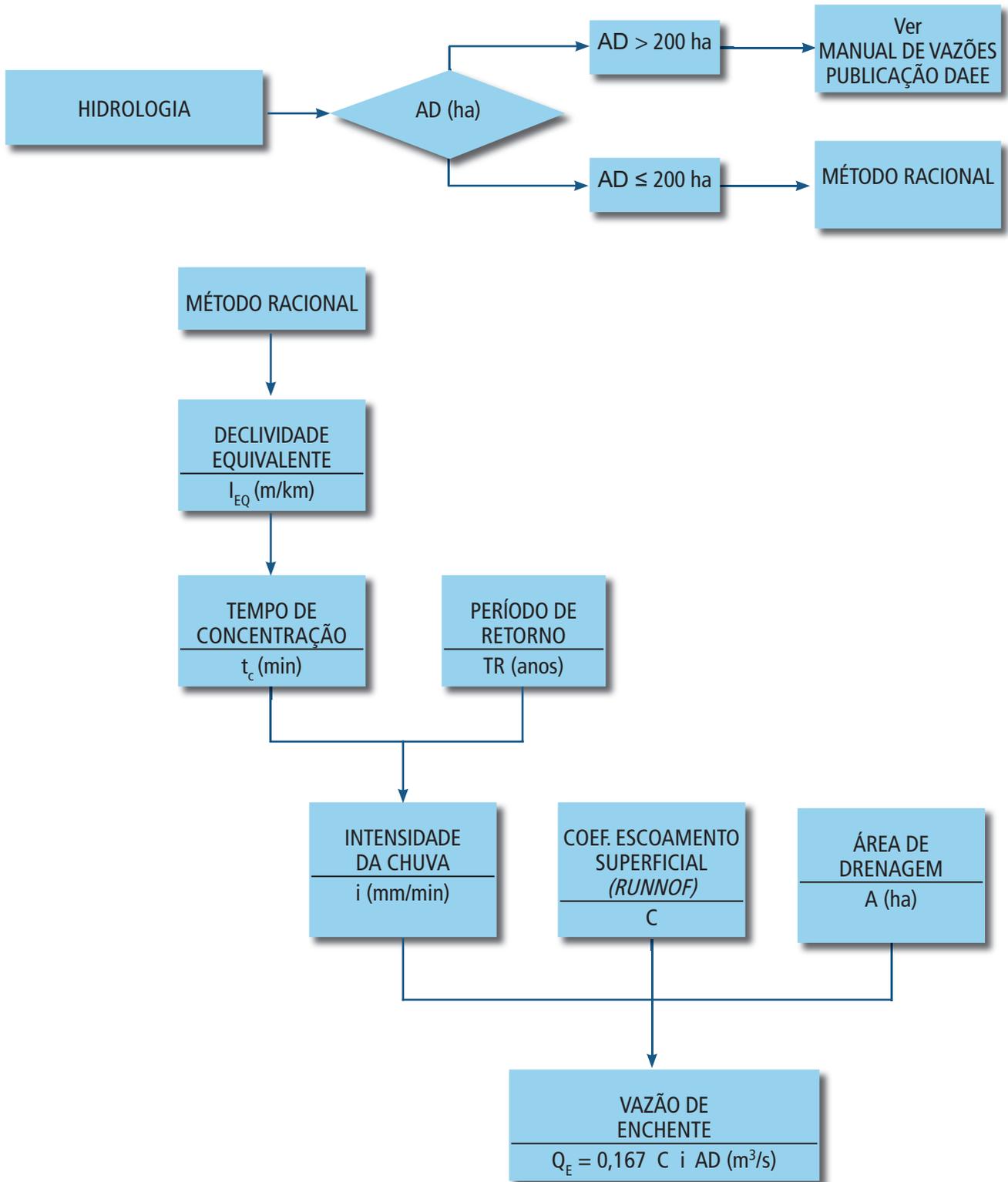
FLUXOGRAMAS DOS PROCEDIMENTOS

Anexo 1 – Fluxograma da Hidrologia – Vazão de Projeto
Anexo 2 – Fluxograma do Projeto da Barragem



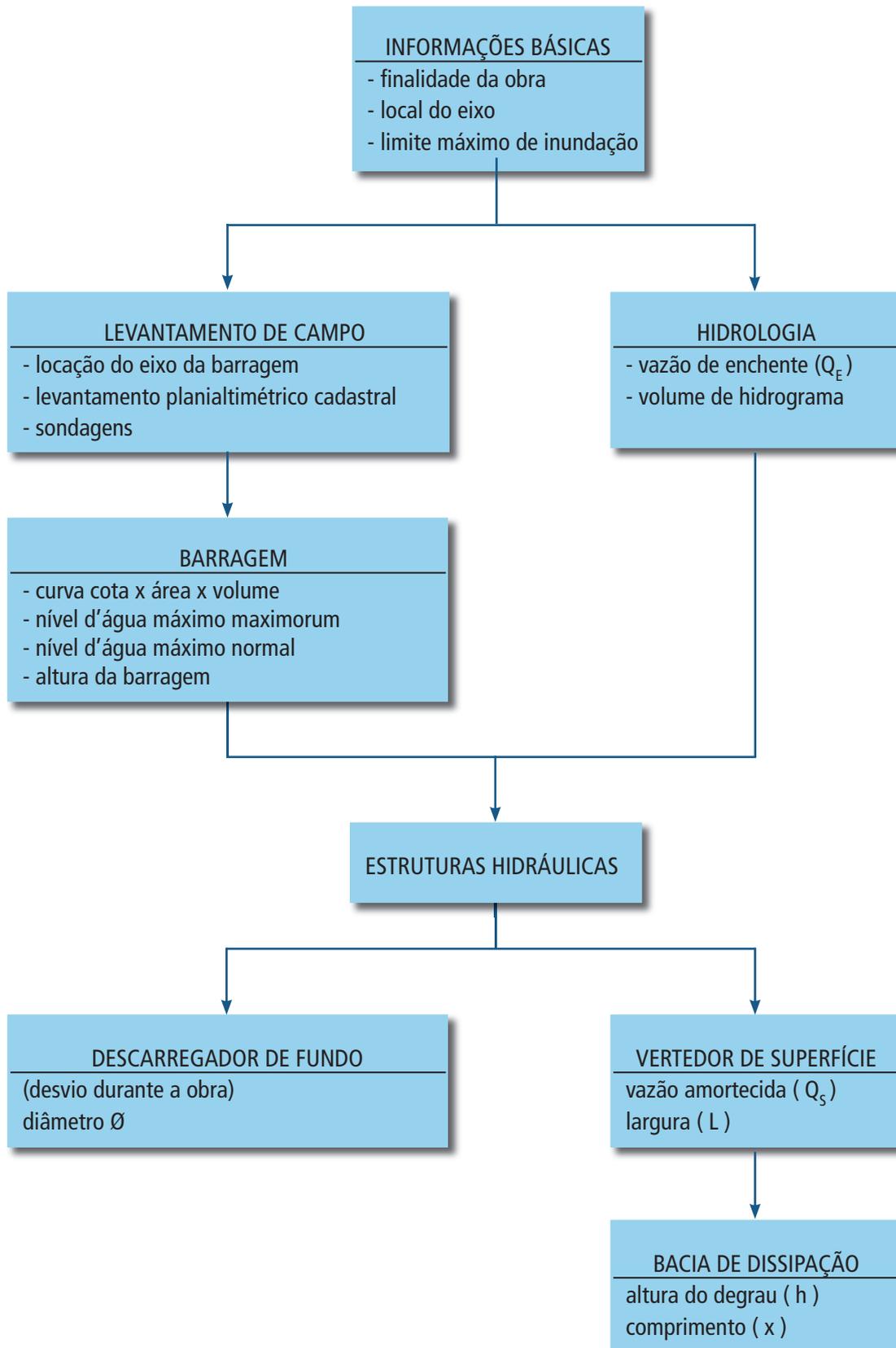
DAEE

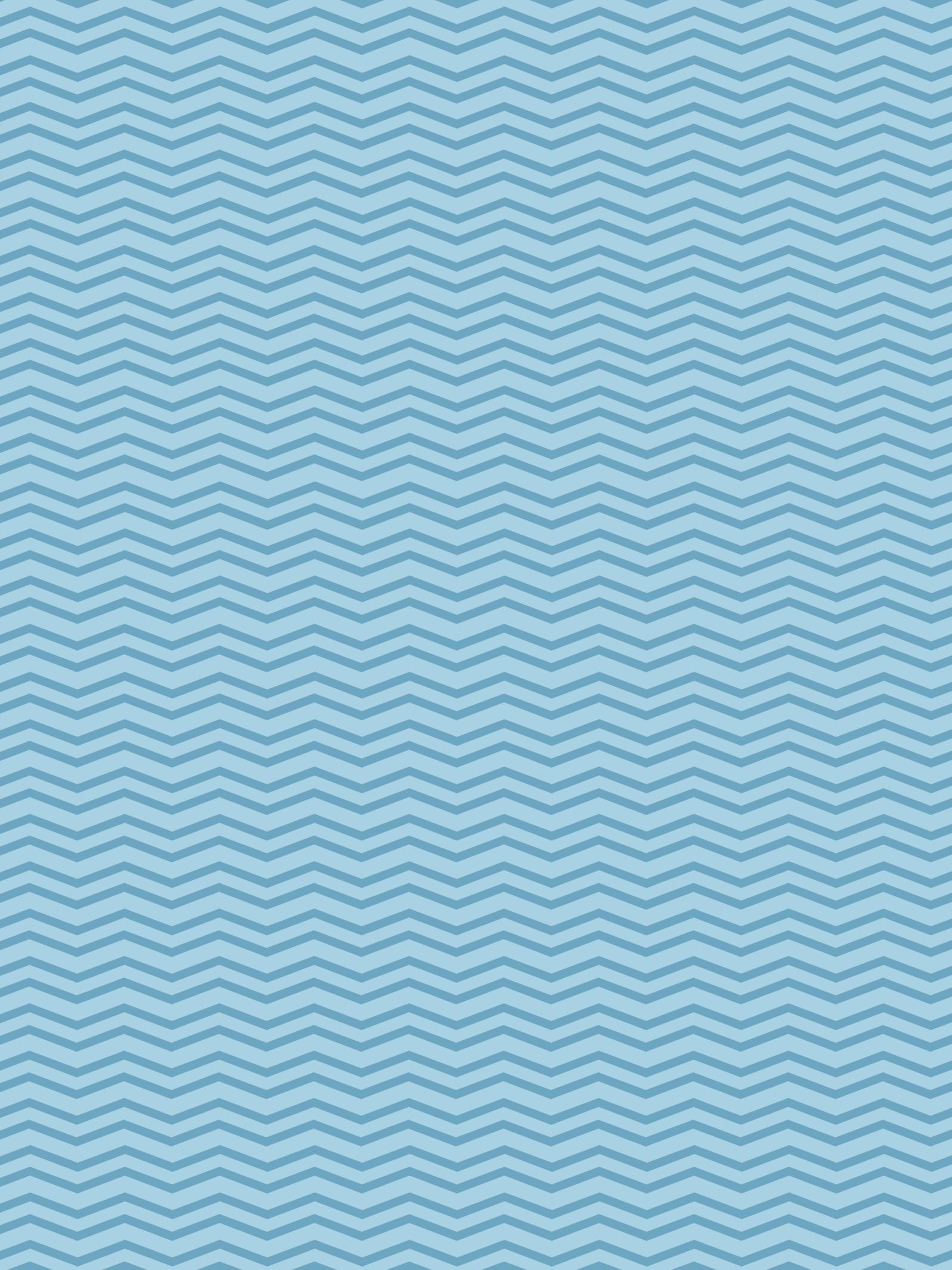
Anexo 1 FLUXOGRAMA DA HIDROLOGIA - VAZÃO DE PROJETO



FLUXOGRAMA DO PROJETO DA BARRAGEM

Anexo 2





ANEXOS AO PROJETO DA BARRAGEM

PLANTAS, CORTES E DETALHES DO PROJETO DA BARRAGEM

Anexo 3 – Levantamento Planialtimétrico Semicadastral

Anexo 4 – Seções Transversais SI, SII E SIII

Anexo 5 – Seções Transversais SIV e SV

Anexo 6 – Planta da Área de Inundação

Anexo 7 – Arranjo Geral da Barragem

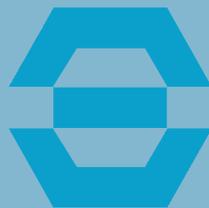
Anexo 8 – Corte A-A: Perfil Longitudinal da Barragem

Anexo 9 – Corte B-B: Perfil Longitudinal do Descarregador de Fundo

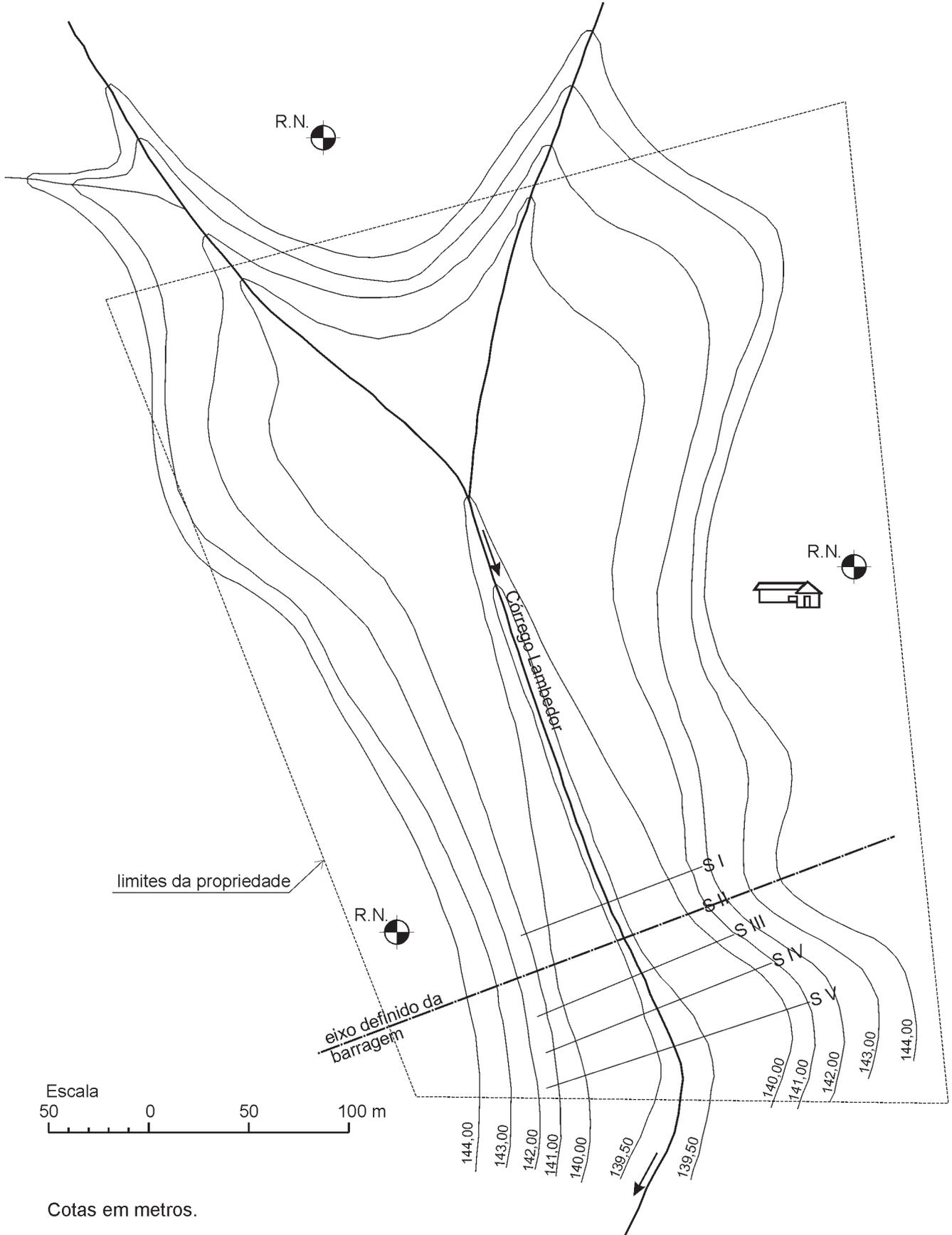
Anexo 10 – Tomada d'água: Vista Frontal do Descarregador de Fundo

**Anexo 11 – Planta do Emboque e do Desemboque do
Descarregador de Fundo**

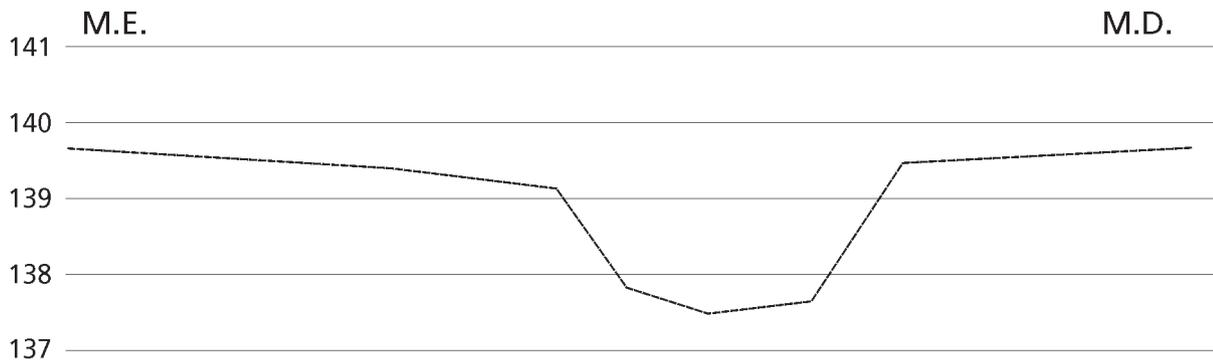
Anexo 12 – Corte C-C: Perfil Longitudinal do Descarregador de Fundo



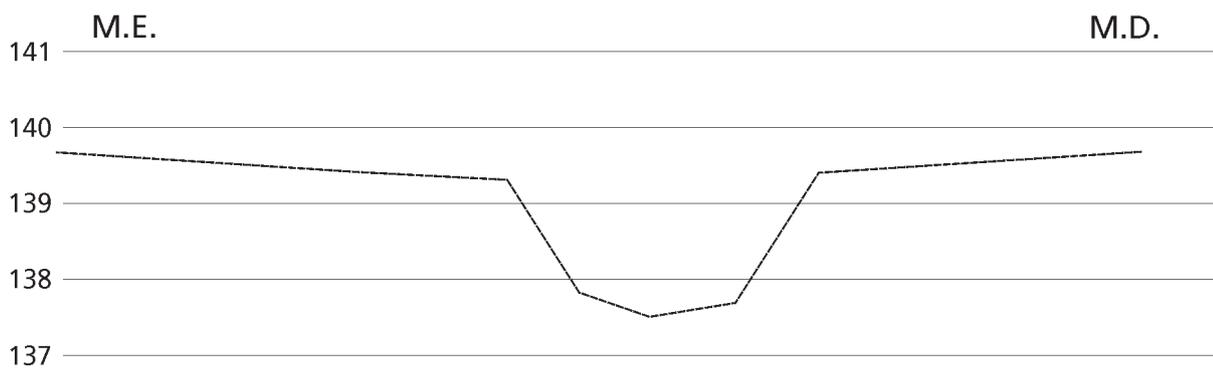
DAEE



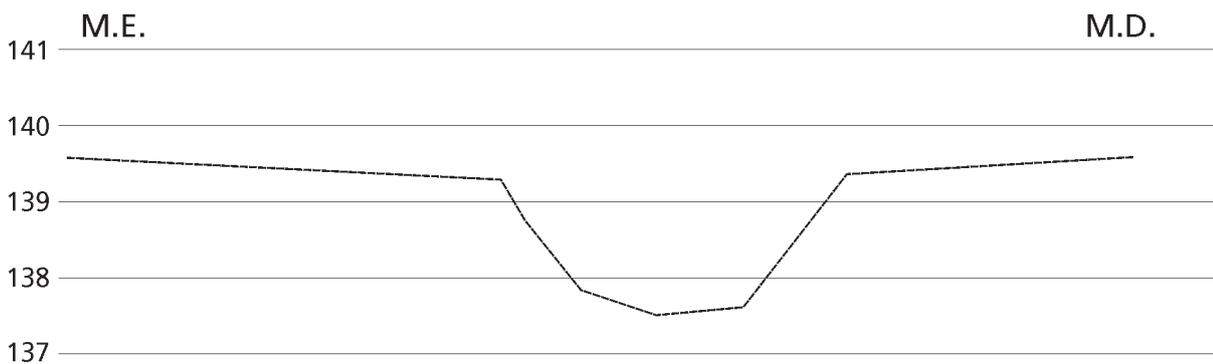
Seção S I



Seção S II



Seção S III

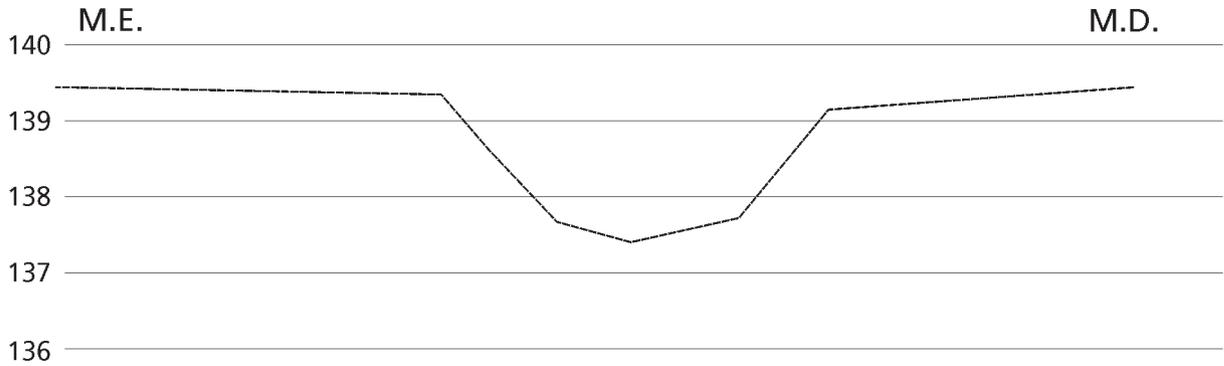


Cotas em metros

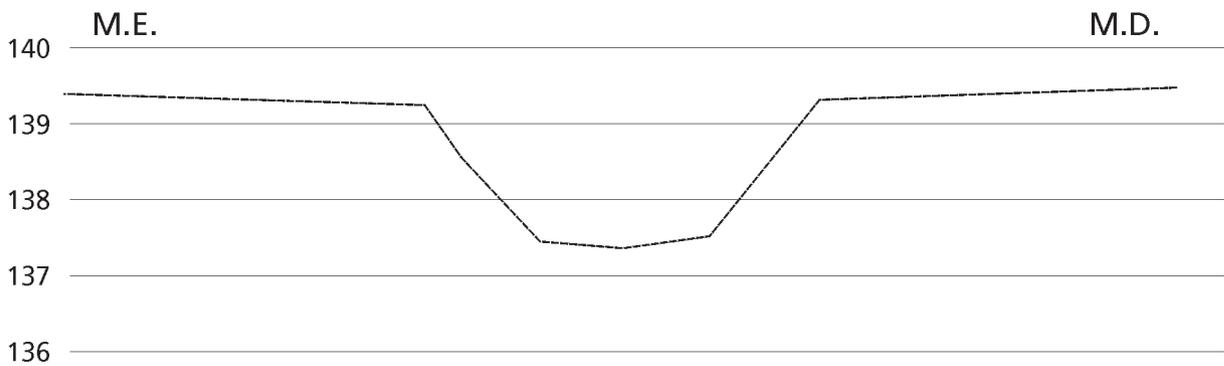
M.D. = margem direita

M.E. = margem esquerda

Seção S IV



Seção S V

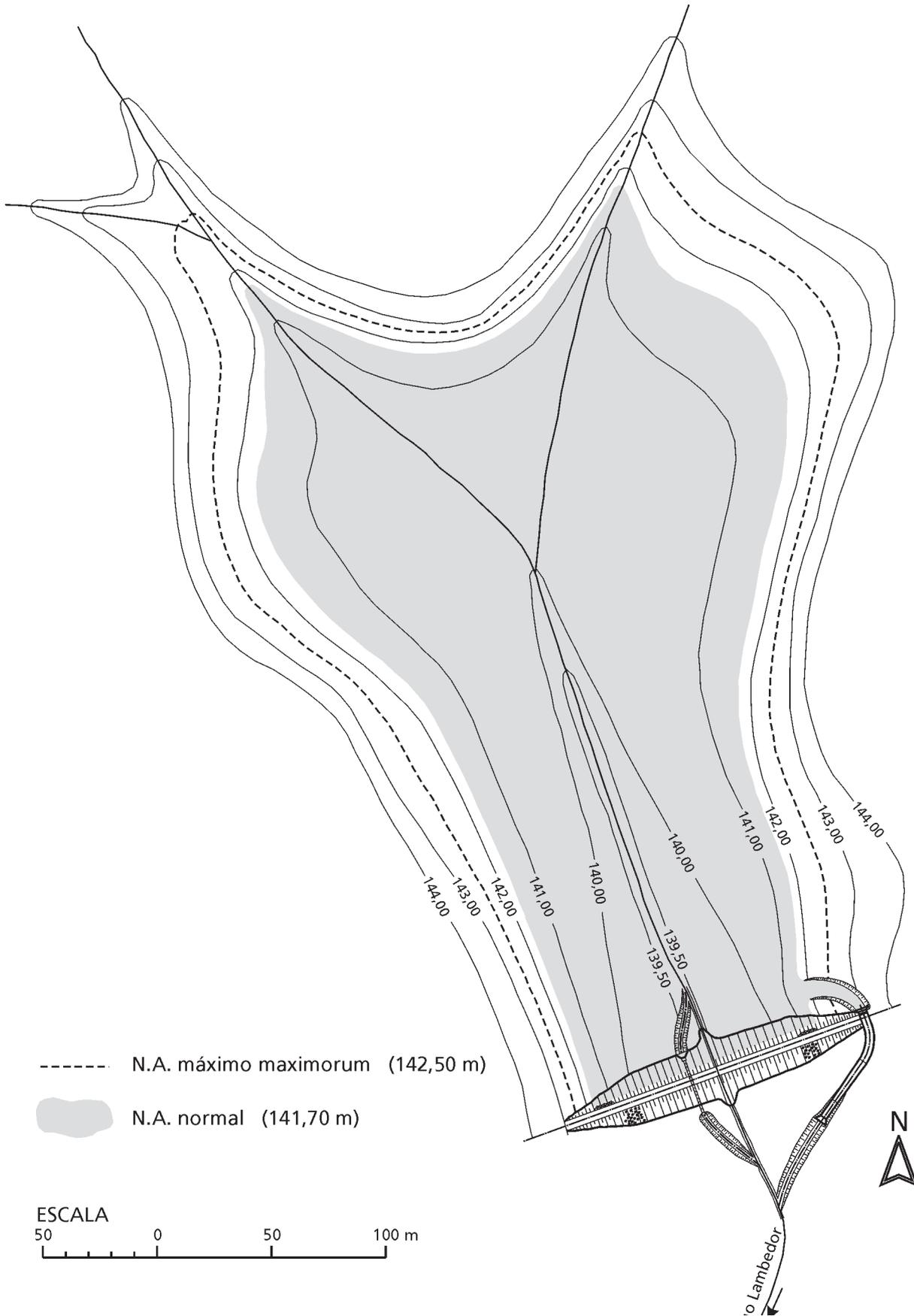


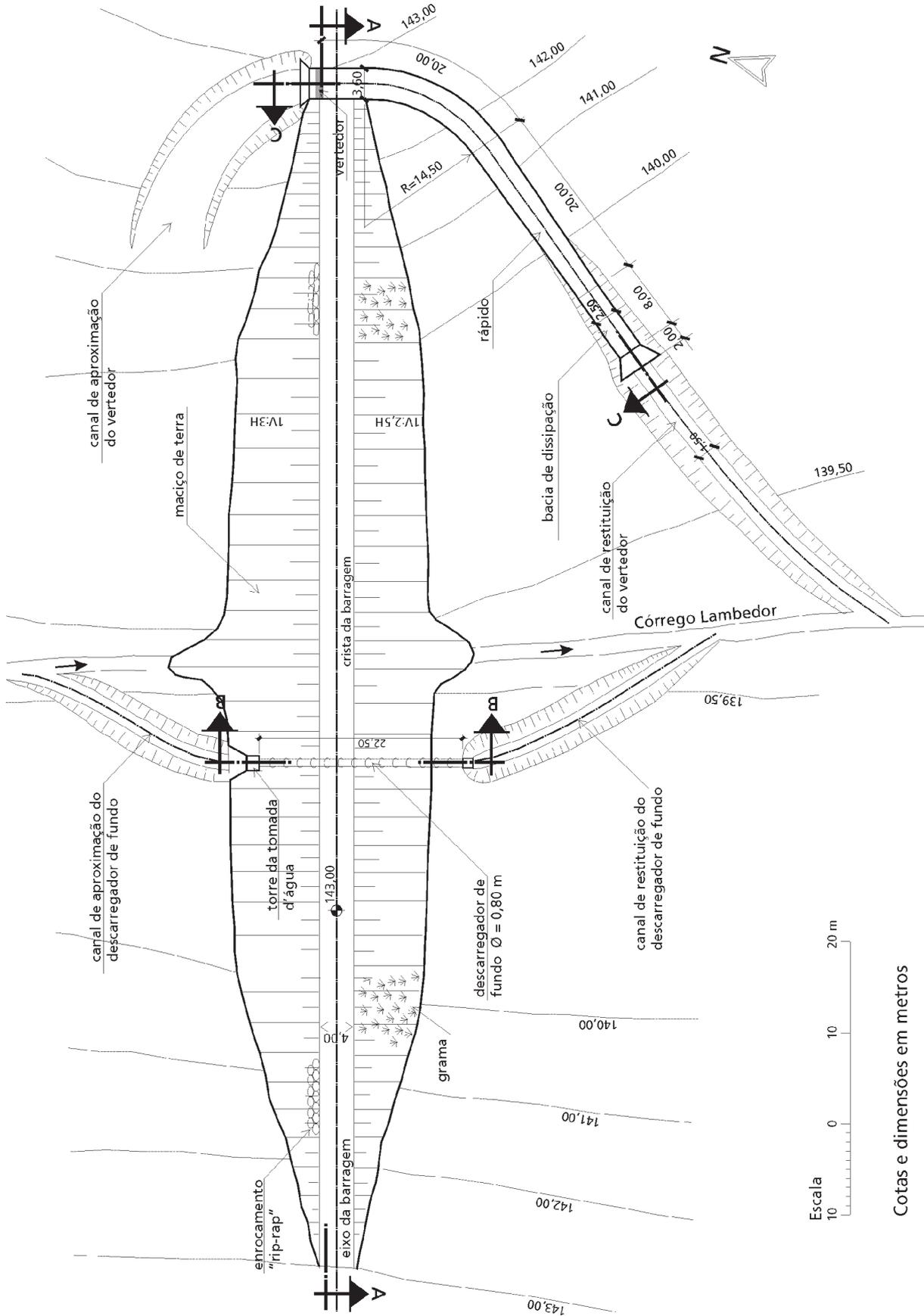
Cotas em metros.

M.D. = margem direita
M.E. = margem esquerda

PLANTA DA AREA DE INUNDAÇÃO

Anexo 6

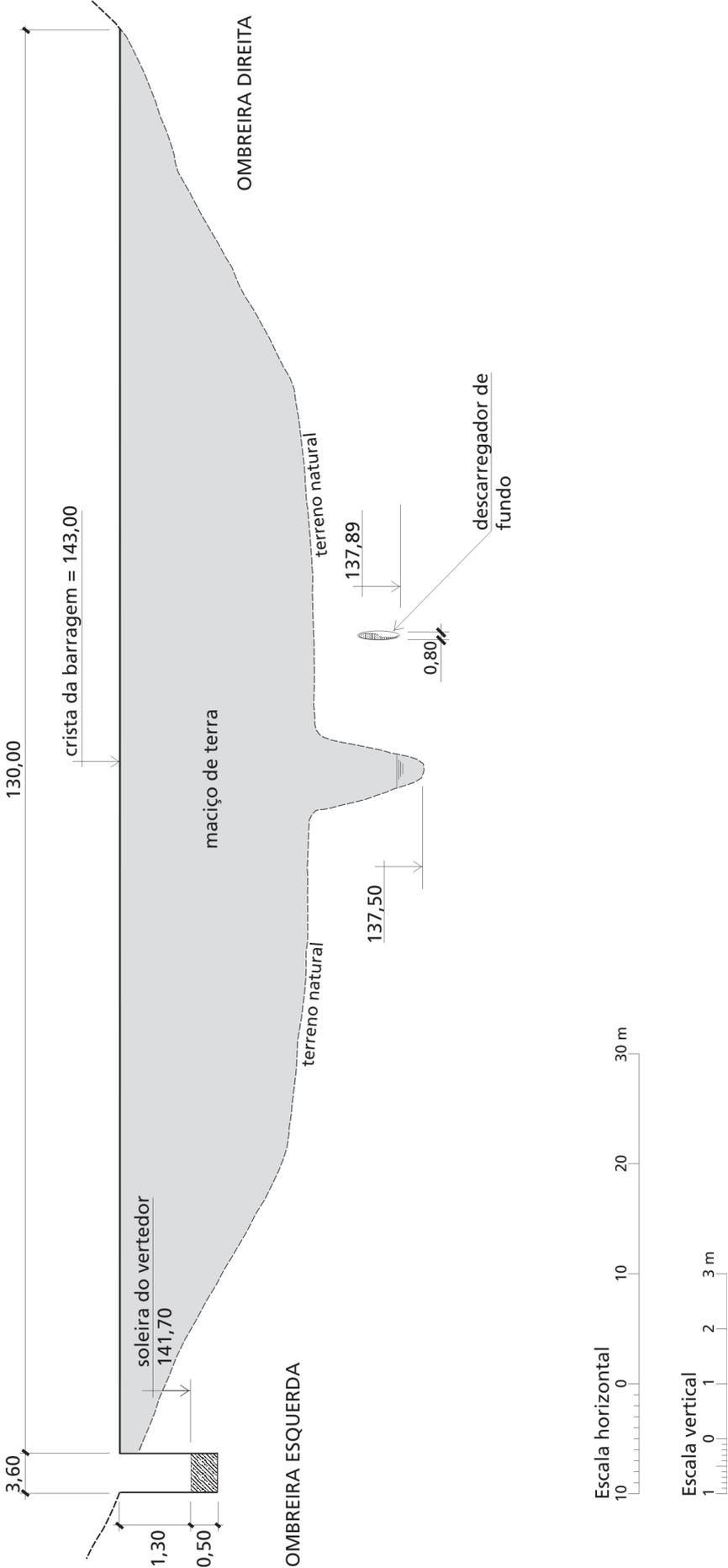




Cotas e dimensões em metros

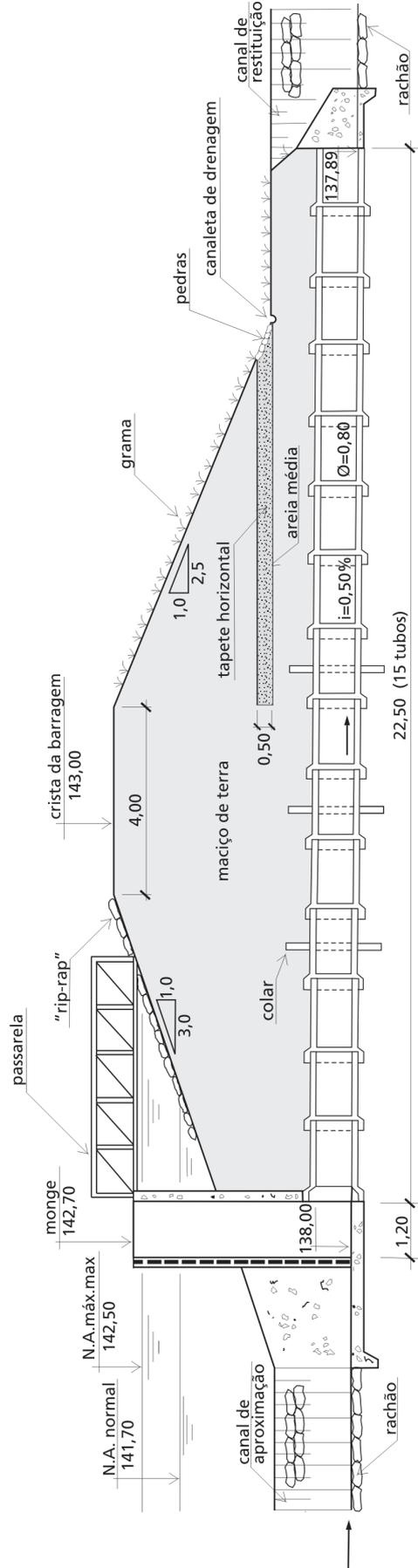
PERFIL LONGITUDINAL DA BARRAGEM

Anexo 8

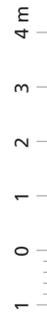


JUSANTE

MONTANTE



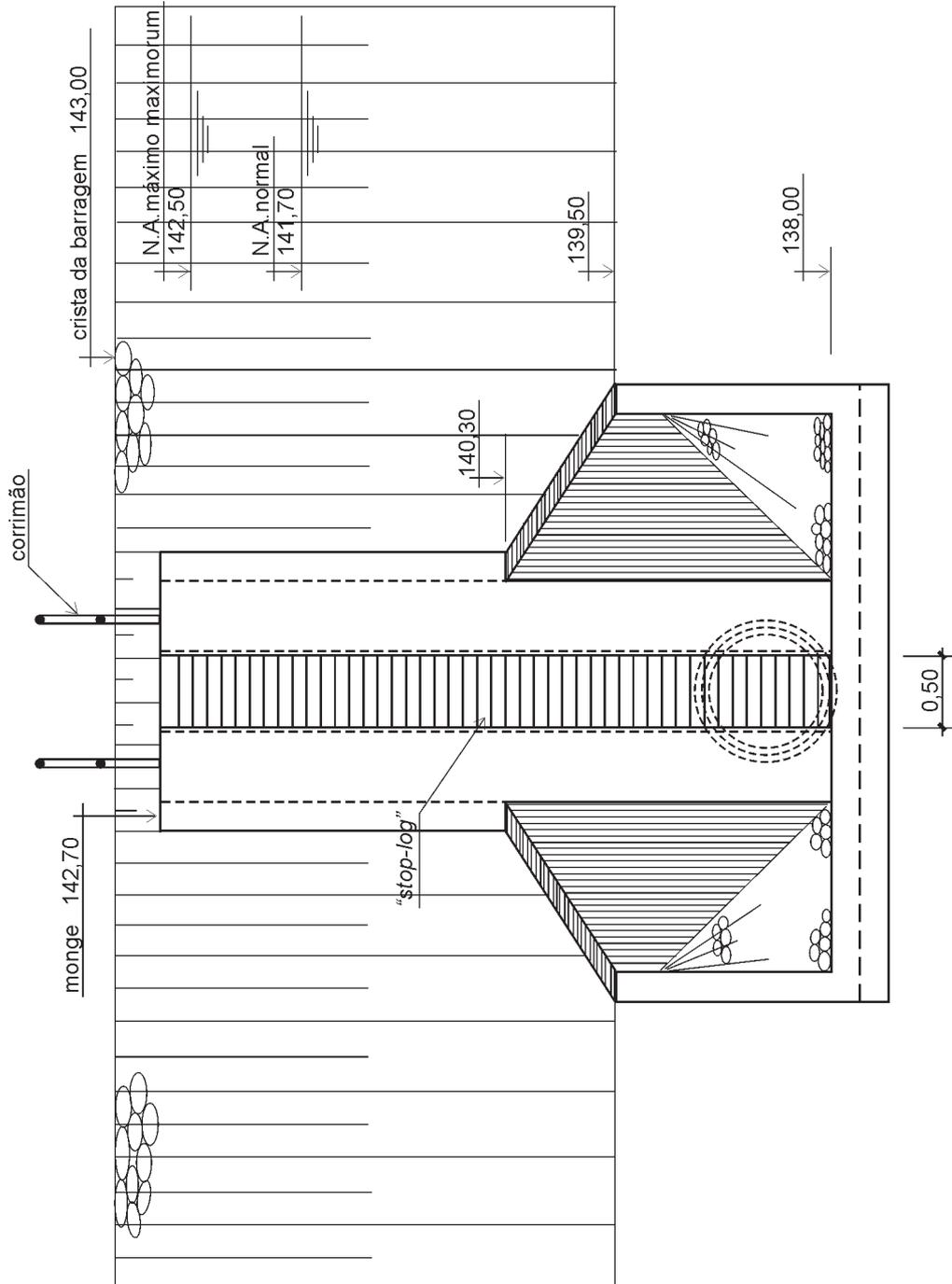
Escala



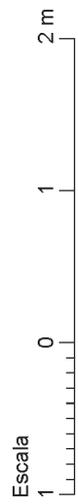
Cotas e dimensões em metros.

TOMADA D'AGUA - VISTA FRONTAL

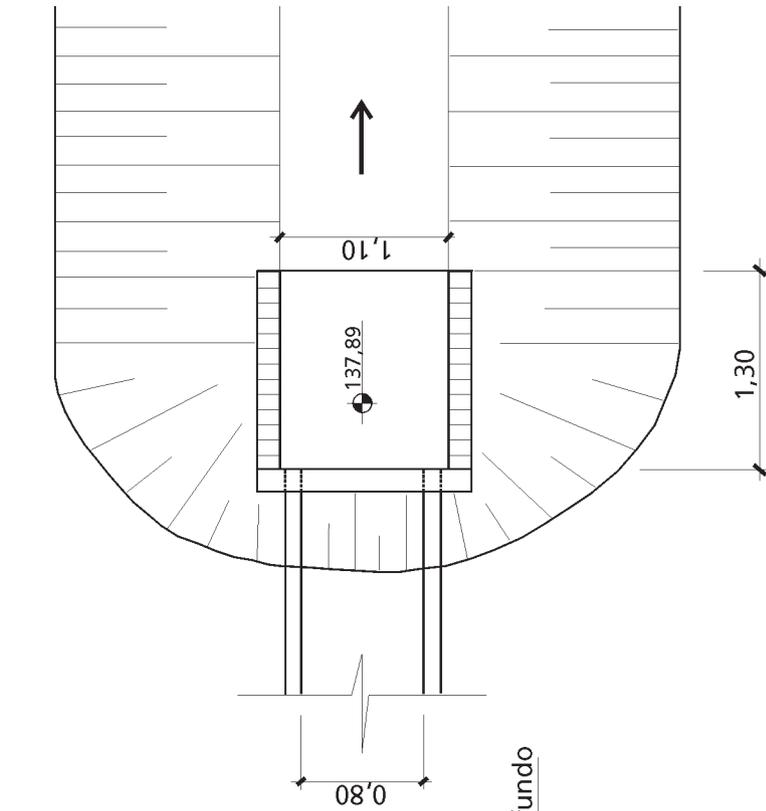
Anexo 10



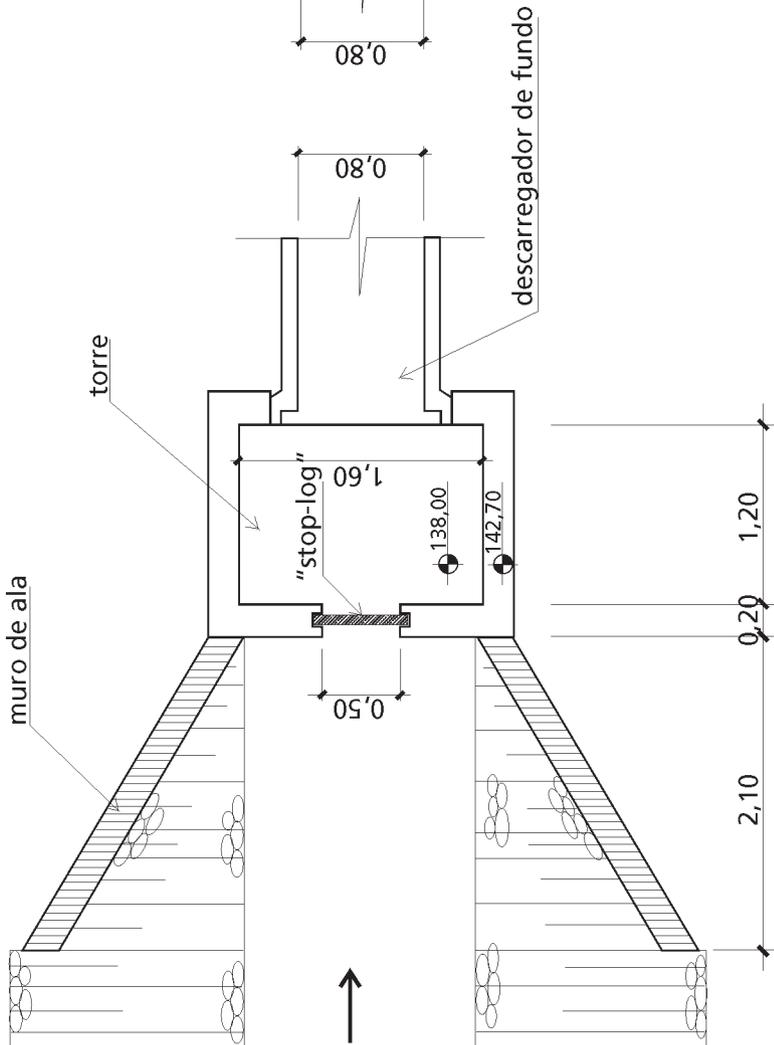
Cotas e dimensões em metros



DESEMBOQUE



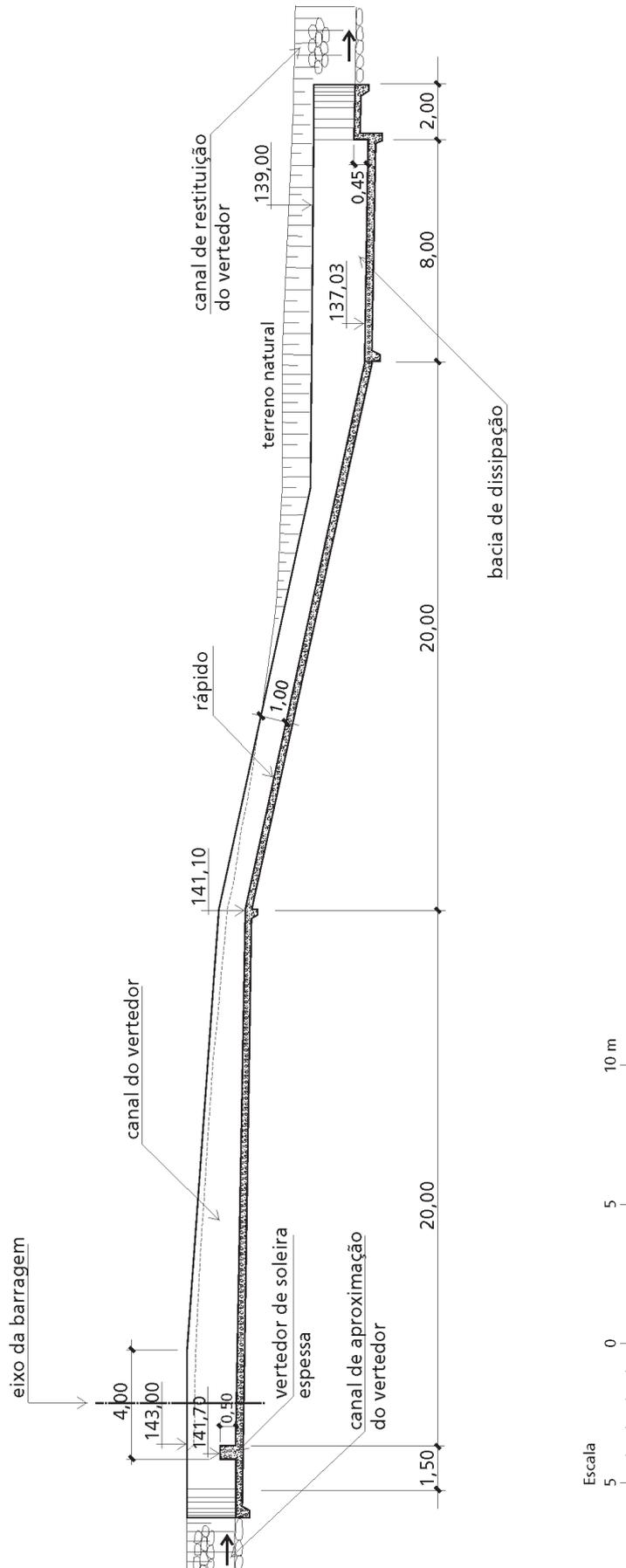
EMBOQUE



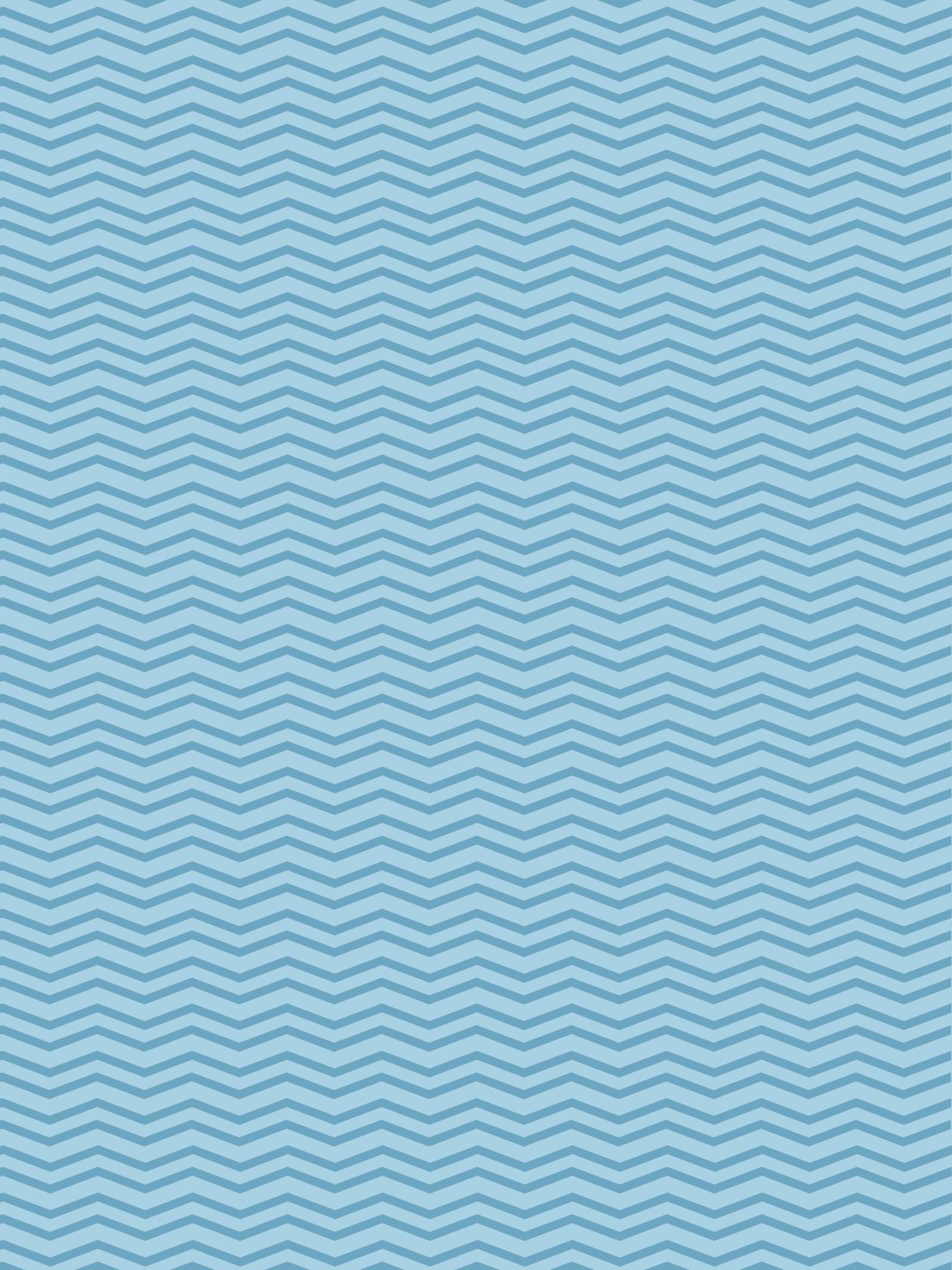
Cotas e dimensões em metros

CORTE C-C: PERFIL LONGITUDINAL DO CANAL DO VERTEDOR

Anexo 12



Cotas e Dimensões em metros



ANEXOS AO PROJETO DA BARRAGEM

PERSPECTIVAS DA BARRAGEM PROJETADA *

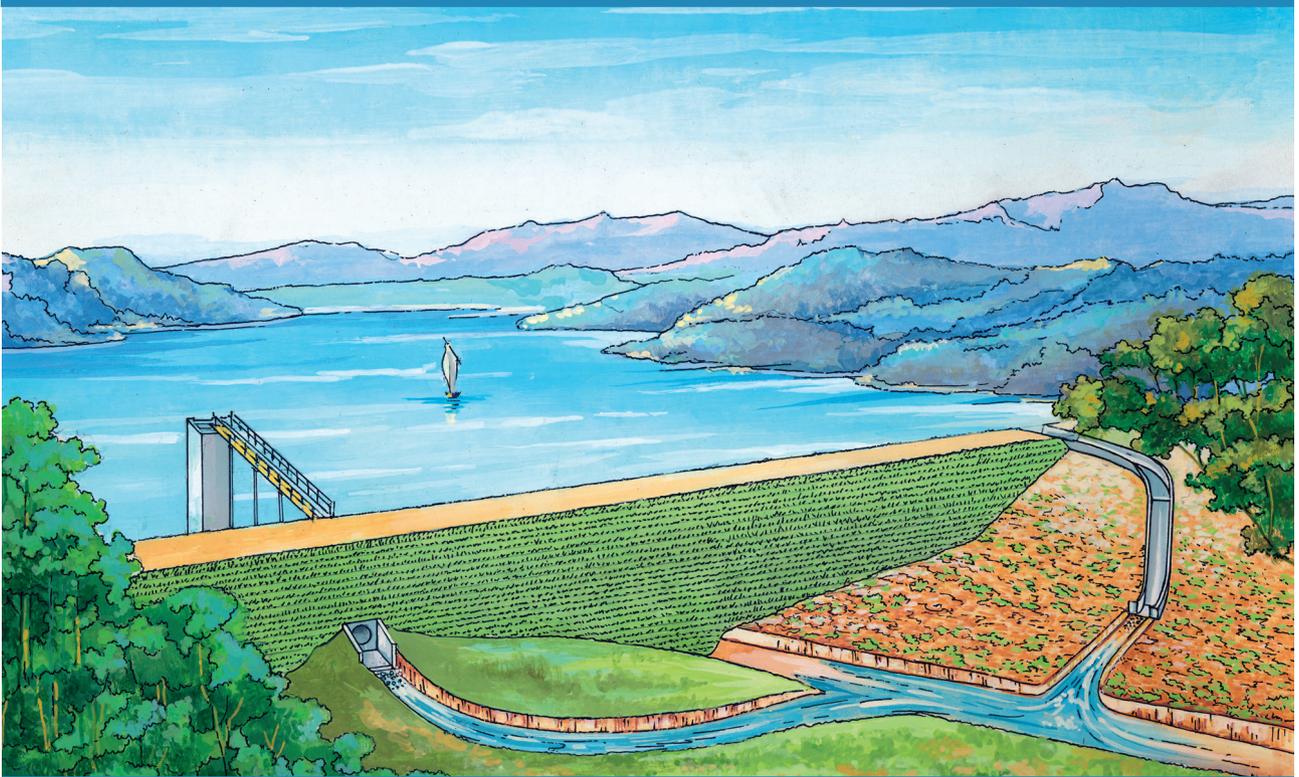
Anexo 13 – Vista geral do barramento e do reservatório
Anexo 14 – Vista geral do canal do vertedor
Anexo 15 – Vista do descarregador de fundo
Anexo 16 – Vista da tomada d'água do monge

* Originais em guache, 30 x 30 cm. Por Silvio Luiz Giudice (DAEE/BAT), 2002/2003



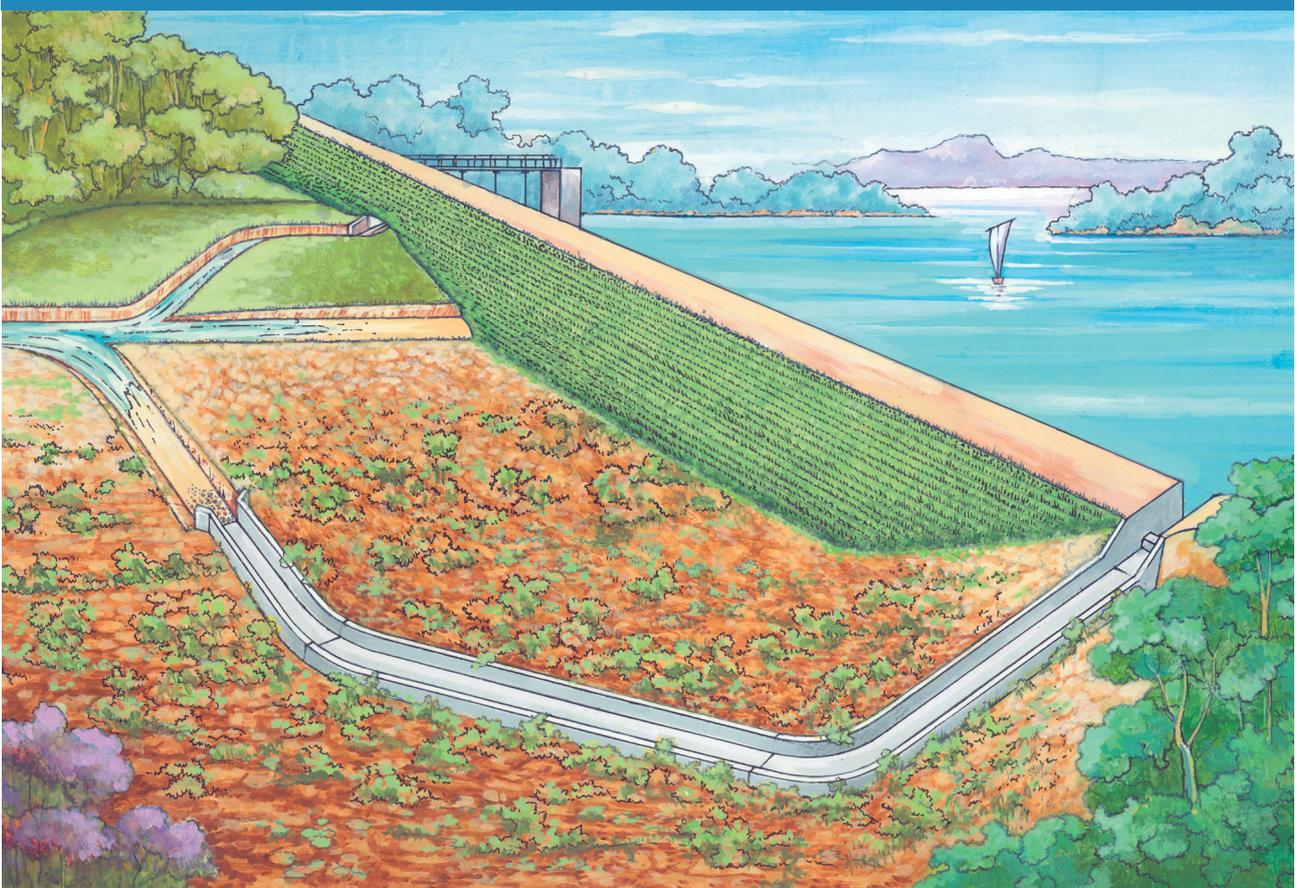
Anexo 13

VISTA GERAL DA BARRAGEM



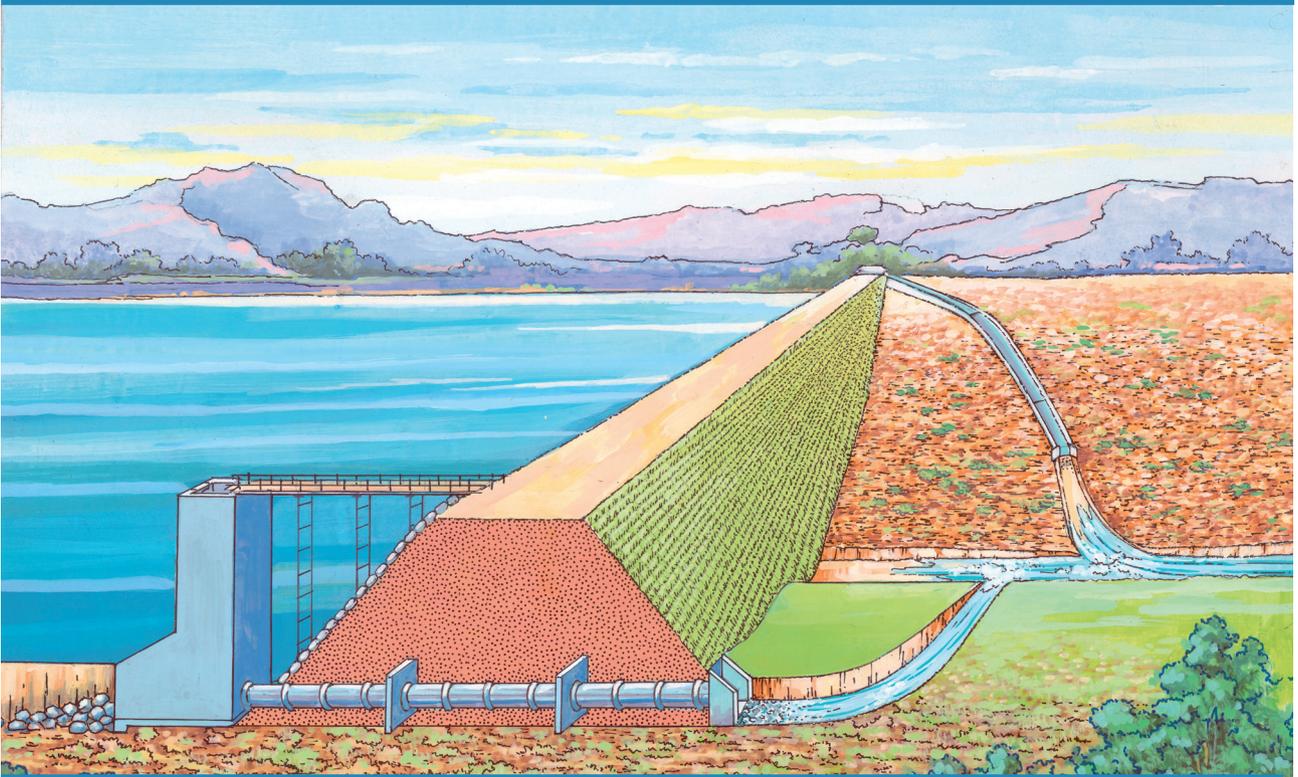
Anexo 14

VISTA DO CANAL DO VERTEDOR



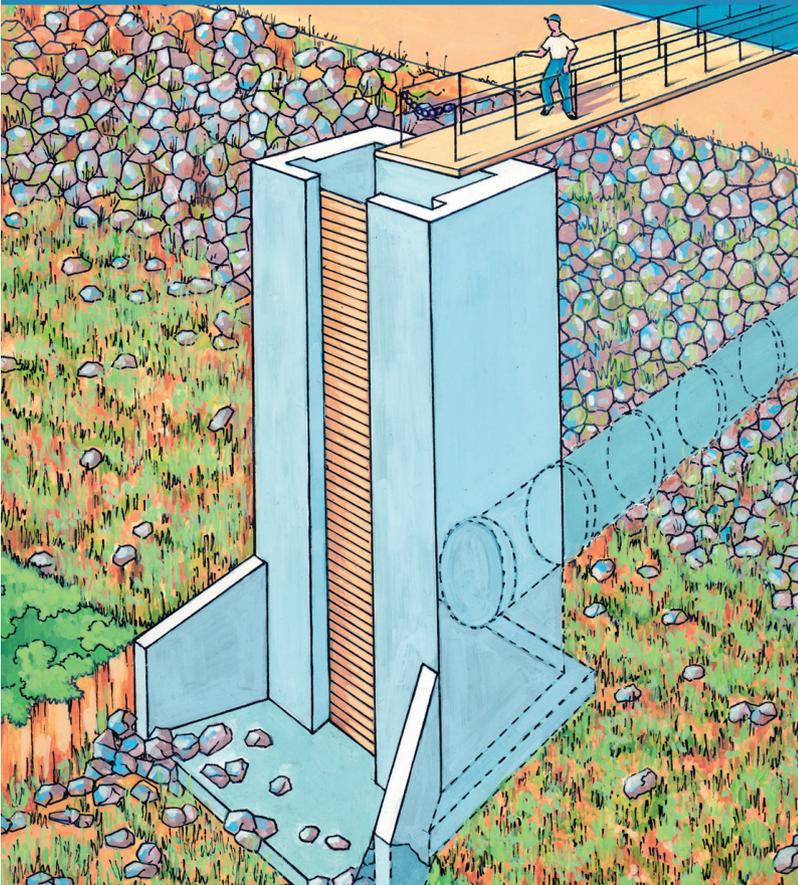
VISTA DO DESCARREGADOR DE FUNDO

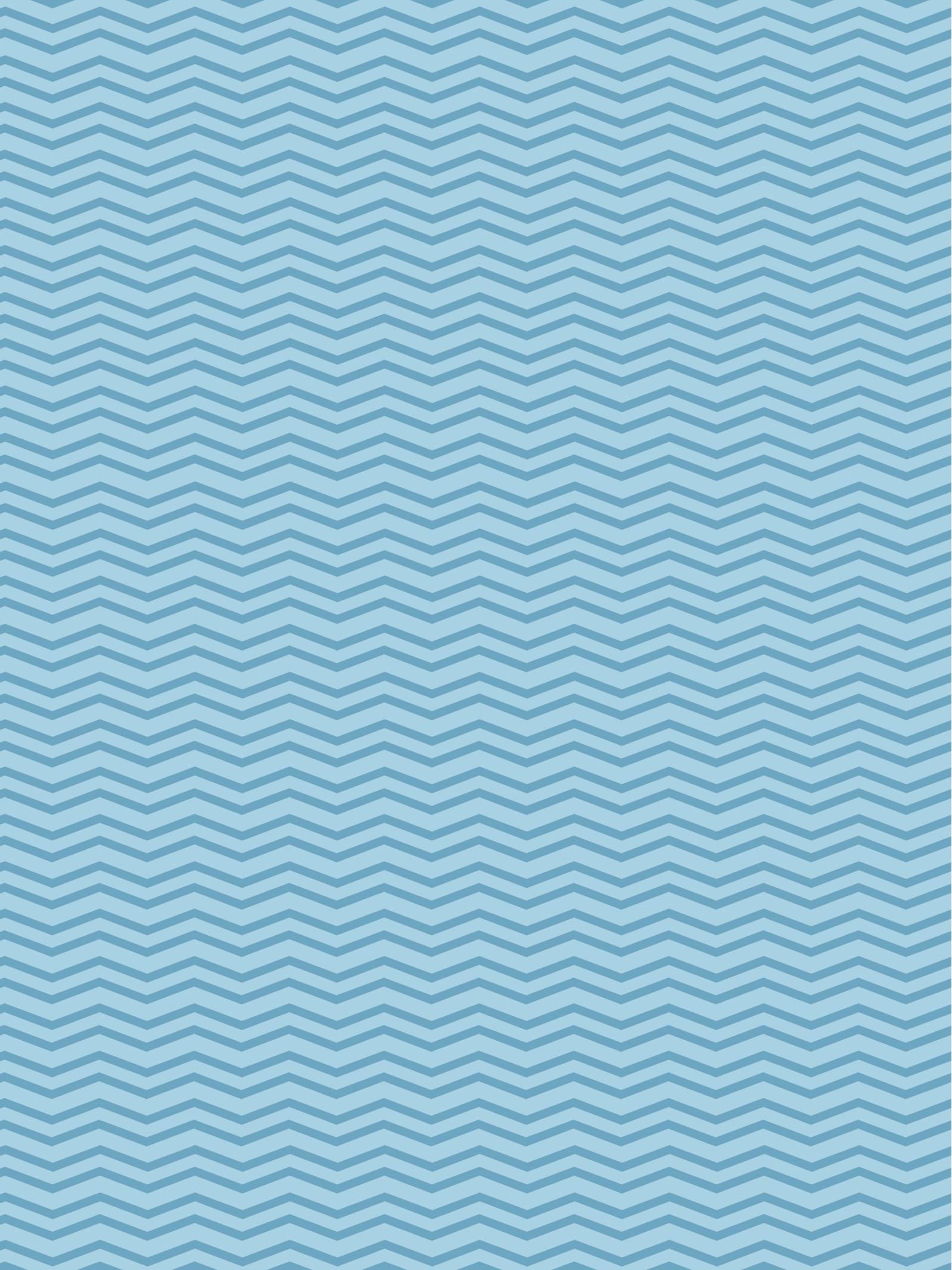
Anexo 15



VISTA DA TOMADA D'ÁGUA - VERTEDOR TIPO "MONGE"

Anexo 16





Departamento de Águas e Energia Elétrica – DAEE

Rua Boa Vista, 170, Centro, São Paulo – SP 01014 000 – tel: 11 3293 8200
www.dae.sp.gov.br

Consulte para saber a regional do DAEE que atende a seu Município

Diretoria da Bacia do Alto Tietê e Baixada Santista – BAT

Rua Boa Vista, 170 – Centro – São Paulo – SP – 01014-000 – (0..11)3293-8535 - bat@dae.sp.gov.br

MUNICÍPIOS DE ATUAÇÃO DA BAT

1	Arujá	16	Guarujá	31	Praia Grande
2	Barueri	17	Guarulhos	32	Ribeirão Pires
3	Bertioga	18	Itanhaém	33	Rio Grande da Serra
4	Biritiba-Mirim	19	Itapeçerica da Serra	34	Salesópolis
5	Caieiras	20	Itapevi	35	Santana do Parnaíba
6	Cajamar	21	Itaquaquecetuba	36	Santo André
7	Carapicuíba	22	Jandira	37	Santos
8	Cotia	23	Mairiporã	38	São Bernardo do Campo
9	Cubatão	24	Mauá	39	São Caetano do Sul
10	Diadema	25	Mogi das Cruzes	40	São Paulo
11	Embu	26	Mongaguá	41	São Vicente
12	Embu-Guaçu	27	Osasco	42	Suzano
13	Ferraz de Vasconcelos	28	Peruíbe	43	Taboão da Serra
14	Francisco Morato	29	Pirapora do Bom Jesus		
15	Franco da Rocha	30	Poá		

Diretoria da Bacia do Baixo Tietê – BBT

Rua Silveiras, 100 – Birigüi – SP – 16200-028 – (0..18)3642-3502 - bbt@dae.sp.gov.br

MUNICÍPIOS DE ATUAÇÃO DA BBT

1	Adolfo	21	Bocaina	41	Guarantã
2	Agudos	22	Boracéia	42	Guararapes
3	Alto Alegre	23	Borebema	43	Iacanga
4	Andradina	24	Borebi	44	Ibaté
5	Araçatuba	25	Braúna	45	Ibirá
6	Araraquara	26	Brejo Alegre	46	Ibitinga
7	Arealva	27	Brotas	47	Igaraçu do Tietê
8	Areiópolis	28	Buritama	48	Irapuã
9	Avai	29	Cafelândia	49	Itajobi
10	Avanhandava	30	Castilho	50	Itaju
11	Bady-Bassitt	31	Coroados	51	Itápolis
12	Balbinos	32	Dobrada	52	Itapuí
13	Barbosa	33	Dois Córregos	53	Itapura
14	Bariri	34	Dourado	54	Itirapina
15	Barra Bonita	35	Elisiário	55	Jaci
16	Bauru	36	Gastão Vidigal	56	Jaú
17	Bento de Abreu	37	Gavião Peixoto	57	José Bonifácio
18	Bilac	38	Glicério	58	Lavínia
19	Birigüi	39	Guaíçara	59	Lençóis Paulista
20	Boa Esperança do Sul	40	Guaraçai	60	Lins

61	Lourdes	78	Pederneiras	95	Santo Ant. do Aracanguá
62	Macatuba	79	Penápolis	96	São Carlos
63	Macaubal	80	Pereira Barreto	97	São Manoel
64	Magda	81	Pirajuí	98	Sud Menucci
65	Marapoama	82	Piratininga	99	Tabatinga
66	Matão	83	Planalto	100	Taquaritinga
67	Mendonça	84	Poloni	101	Torrinha
68	Mineiros do Tietê	85	Pongaí	102	Trabiju
69	Mirandópolis	86	Potirendaba	103	Turiúba
70	Monções	87	Presidente Alves	104	Ubarana
71	Murutinga do Sul	88	Promissão	105	União Paulista
72	Nipoã	89	Reginópolis	106	Uru
73	Nova Aliança	90	Ribeirão Bonito	107	Urupês
74	Nova Castilho	91	Rubiácea	108	Valparaíso
75	Nova Europa	92	Sabino	109	Zacarias
76	Nova Luzitânia	93	Sales		
77	Novo Horizonte	94	Santa Ernestina		

Diretoria da Bacia do Médio Tietê – BMT

Av. Estados Unidos, 988 – Piracicaba – SP – 13416-500 – (19)3434-5111 - bmt@daee.sp.gov.br

MUNICÍPIOS DE ATUAÇÃO DA BMT

1	Águas de São Pedro	31	Hortolândia	61	Piracaia
2	Alambari	32	Ibiúna	62	Piracicaba
3	Alumínio	33	Indaiatuba	63	Porangaba
4	Americana	34	Iperó	64	Porto Feliz
5	Amparo	35	Ipeúna	65	Quadra
6	Analândia	36	Iracemópolis	66	Rafard
7	Anhembi	37	Itatiba	67	Rio Claro
8	Araçariquama	38	Itú	68	Rio das Pedras
9	Araçoiaba da Serra	39	Itupeva	69	Saltinho
10	Artur Nogueira	40	Jaguariúna	70	Salto
11	Atibaia	41	Jarinu	71	Salto de Pirapora
12	Bofete	42	Joanópolis	72	Santa Bárbara d'Oeste
13	Boituva	43	Jumirim	73	Santa Gertrudes
14	Bom Jesus dos Perdões	44	Jundiá	74	Santa Maria da Serra
15	Botucatu	45	Laranjal Paulista	75	Santo Antonio de Posse
16	Bragança Paulista	46	Limeira	76	São Pedro
17	Cabreúva	47	Louveira	77	São Roque
18	Campinas	48	Mairinque	78	Sarapuí
19	Campo Limpo Paulista	49	Mombuca	79	Sorocaba
20	Capela do Alto	50	Monte Alegre do Sul	80	Sumaré
21	Capivari	51	Monte Mor	81	Tatuí
22	Cerquilha	52	Morungaba	82	Tietê
23	Cesário Lange	53	Nazaré Paulista	83	Torre de Pedra
24	Charqueada	54	Nova Odessa	84	Tuiuti
25	Conchas	55	Paulínia	85	Valinhos
26	Cordeirópolis	56	Pedra Bela	86	Vargem
27	Corumbataí	57	Pedreira	87	Vargem Grande Paulista
28	Cosmópolis	58	Pereiras	88	Várzea Paulista
29	Elias Fausto	59	Piedade	89	Vinhedo
30	Holambra	60	Pinhalzinho	90	Votorantim



Diretoria da Bacia do Paraíba e Litoral Norte – BPB

Largo Santa Luzia, 25 – Taubaté – SP – 12010-510 – (12) 3233-2099 - bpb@daee.sp.gov.br

MUNICÍPIOS DE ATUAÇÃO DA BPB

1	Aparecida	15	Ilha Bela	29	Roseira
2	Arapeí	16	Jacareí	30	Santa Branca
3	Areias	17	Jambeiro	31	Santa Isabel
4	Bananal	18	Lagoinha	32	Santo Antonio do Pinhal
5	Caçapava	19	Lavrinhas	33	São Bento do Sapucaí
6	Cachoeira Paulista	20	Lorena	34	São José do Barreiro
7	Campos do Jordão	21	Monteiro Lobato	35	São José dos Campos
8	Canas	22	Natividade da Serra	36	São Luís do Paraitinga
9	Caraguatatuba	23	Paraibuna	37	São Sebastião
10	Cruzeiro	24	Pindamonhangaba	38	Silveiras
11	Cunha	25	Piquete	39	Taubaté
12	Guararema	26	Potim	40	Tremembé
13	Guaratinguetá	27	Queluz	41	Ubatuba
14	Igaratá	28	Redenção da Serra		

Diretoria da Bacia do Pardo-Grande – BPG

Rua Olinda, 150 – Santa Terezinha – Ribeirão Preto - SP – 14025-150 – (16) 3623-3940 - bpg@daee.sp.gov.br

MUNICÍPIOS DE ATUAÇÃO DA BPG

1	Aguai	32	Guará	64	Pradópolis
2	Águas da Prata	33	Guaraci	65	Restinga
3	Águas de Lindóia	34	Guariba	66	Ribeirão Corrente
4	Altair	35	Guataparã	67	Ribeirão Preto
5	Altinópolis	36	Icém	68	Rifaina
6	Américo Brasiliense	37	Igarapava	69	Rincão
7	Aramina	38	Ipuã	70	Sales de Oliveira
8	Araras	39	Itapira	71	Santa Cruz da Conceição
9	Barretos	40	Itirapã	72	Santa Cruz da Esperança
10	Barrinha	41	Itobi	73	Santa Cruz das Palmeiras
11	Batatais	42	Ituverava	74	Santa Lúcia
12	Bebedouro	43	Jaborandi	75	Santa Rita do Passa Quatro
13	Brodowski	44	Jaboticabal	76	Santa Rosa do Viterbo
14	Buritizal	45	Jardinópolis	77	Santo Antônio da Alegria
15	Caconde	46	Jeriquara	78	Santo Antonio do Jardim
16	Cajuru	47	Leme	79	São João da Boa Vista
17	Casa Branca	48	Lindóia	80	São Joaquim da Barra
18	Cássia dos Coqueiros	49	Luis Antônio	81	São José da Bela Vista
19	Colina	50	Miguelópolis	82	São José do Rio Pardo
20	Colômbia	51	Mococa	83	São Sebastião da Gramma
21	Conchal	52	Mogi-Guaçu	84	São Simão
22	Cravinhos	53	Mogi-Mirim	85	Serra Azul
23	Cristais Paulista	54	Morro Agudo	86	Serra Negra
24	Descalvado	55	Motuca	87	Serrana
25	Divinolândia	56	Nuporanga	88	Sertãozinho
26	Dumont	57	Orlândia	89	Socorro
27	Engenheiro Coelho	58	Patrocínio Paulista	90	Tambaú
28	Espírito Santo do Pinhal	59	Pedregulho	91	Tapiratiba
29	Estiva Gerbi	60	Pirassununga	92	Taquaral
30	Franca	61	Pitangueiras	93	Terra Roxa
31	Guaíra	62	Pontal	94	Vargem Grande do Sul
		63	Porto Ferreira	95	Viradouro

Diretoria da Bacia do Peixe-Paranapanema – BPP

Rua Benedito Mendes Faria, 40-A – Marília – SP – 17520-520 – (0..14)3417-1017 - bpp@daee.sp.gov.br

MUNICÍPIOS DE ATUAÇÃO DA BPP

1	Adamantina	53	Iaras	105	Piacatu
2	Águas de Santa Bárbara	54	Ibirarema	106	Pilar do Sul
3	Alfredo Marcondes	55	Iepê	107	Piquerobi
4	Álvares Machado	56	Indiana	108	Piraju
5	Álvaro de Carvalho	57	Inúbia Paulista	109	Pirapozinho
6	Alvinlândia	58	Ipaussu	110	Platina
7	Angatuba	59	Irapuru	111	Pompéia
8	Anhumas	60	Itaberá	112	Pracinha
9	Arandu	61	Itaí	113	Pratânia
10	Arco-Íris	62	Itapetininga	114	Presidente Bernardes
11	Assis	63	Itapeva	115	Presidente Epitácio
12	Avaré	64	Itaporanga	116	Presidente Prudente
13	Barão de Antonina	65	Itararé	117	Presidente Venceslau
14	Bastos	66	Itatinga	118	Quatá
15	Bernardino de Campos	67	João Ramalho	119	Queirós
16	Bom Sucesso de Itararé	68	Júlio Mesquita	120	Quintana
17	Borá	69	Junqueirópolis	121	Rancharia
18	Buri	70	Lucélia	122	Regente Feijó
19	Cabrália Paulista	71	Lucianópolis	123	Ribeirão Branco
20	Caiabu	72	Luisiânia	124	Ribeirão do Sul
21	Caiuá	73	Lupércio	125	Ribeirão dos Índios
22	Campina do Monte Alegre	74	Lutécia	126	Ribeirão Grande
23	Campos Novos Paulista	75	Manduri	127	Rinópolis
24	Cândido Mota	76	Marabá Paulista	128	Riversul
25	Canitar	77	Maracaí	129	Rosana
26	Capão Bonito	78	Mariápolis	130	Sagres
27	Cerqueira César	79	Marília	131	Salmourão
28	Chavantes	80	Martinópolis	132	Salto Grande
29	Clementina	81	Mirante do Paranapanema	133	Sandovalina
30	Coronel Macedo	82	Monte Castelo	134	Santa Cruz do Rio Pardo
31	Cruzália	83	Nantes	135	Santa Mercedes
32	Dracena	84	Narandiba	136	Santo Anastácio
33	Duartina	85	Nova Campina	137	Santo Expedito
34	Echaporã	86	Nova Guataporanga	138	Santópolis do Aguapeí
35	Emilianópolis	87	Nova Independência	139	São João do Pau d'Alho
36	Espírito Santo do Turvo	88	Ocaçu	140	São Miguel Arcanjo
37	Estrela do Norte	89	Óleo	141	São Pedro do Turvo
38	Euclides da Cunha Paulista	90	Oriente	142	Sarutaiá
39	Fartura	91	Oscar Bressane	143	Taciba
40	Fernão	92	Osvaldo Cruz	144	Taguaí
41	Flora Rica	93	Ourinhos	145	Taquarituba
42	Flórida Paulista	94	Ouro Verde	146	Taquarivaí
43	Florínea	95	Pacaembu	147	Tarabaí
44	Gabriel Monteiro	96	Palmital	148	Tarumã
45	Gália	97	Panorama	149	Tejupá
46	Garça	98	Paraguaçu Paulista	150	Teodoro Sampaio
47	Getulina	99	Paranapanema	151	Timburi
48	Guaimbê	100	Parapuã	152	Tupã
49	Guapiara	101	Pardinho	153	Tupi Paulista
50	Guareí	102	Paulicéia	154	Ubirajara
51	Herculândia	103	Paulistânia	155	Vera Cruz
52	Iacri	104	Pedrinhas Paulista		



Diretoria da Bacia do Ribeira e Litoral Sul – BRB

Rua Félix Aby Azar, 442 – Registro – SP – 11900-000 – (0..13) 3821-3244 - brb@daee.sp.gov.br

MUNICÍPIOS DE ATUAÇÃO DA BRB

1	Apiáí	9	Iporanga	17	Pariquera-Açu
2	Barra do Chapéu	10	Itaóca	18	Pedro de Toledo
3	Barra do Turvo	11	Itapirapuã Paulista	19	Registro
4	Cajati	12	Itariri	20	Ribeira
5	Cananéia	13	Jacupiranga	21	São Lourenço da Serra
6	Eldorado	14	Juquiá	22	Sete Barras
7	Iguape	15	Juquitiba	23	Tapiraí
8	Ilha Comprida	16	Miracatu		

Diretoria da Bacia do Turvo-Grande – BTG

Rua Silveiras, 100 – Birigui – SP – 16200-028 – (18) 3642-3502 - bbt@daee.sp.gov.br

MUNICÍPIOS DE ATUAÇÃO DA BTG

1	Álvares Florence	31	Marinópolis	61	Populina
2	Américo de Campos	32	Meridiano	62	Riolândia
3	Aparecida d'Oeste	33	Mesópolis	63	Rubinéia
4	Ariranha	34	Mira Estrela	64	Santa Adélia
5	Aspásia	35	Mirassol	65	Santa Albertina
6	Auriflama	36	Mirassolândia	66	Santa Clara d'Oeste
7	Bálsamo	37	Monte Alto	67	Santa Fé do Sul
8	Cajobi	38	Monte Aprazível	68	Santa Rita d'Oeste
9	Cândido Rodrigues	39	Monte Azul Paulista	69	Santa Salete
10	Cardoso	40	Neves Paulista	70	Santana da Ponte Pensa
11	Catanduva	41	Nhandeara	71	São Francisco
12	Catiguá	42	Nova Canaã Paulista	72	São João das Duas Pontes
13	Cedral	43	Nova Granada	73	São João de Iracema
14	Cosmorama	44	Novais	74	São José do Rio Preto
15	Dirce Reis	45	Olímpia	75	Sebastianópolis do Sul
16	Dolcinópolis	46	Onda Verde	76	Severínia
17	Embaúba	47	Orindiúva	77	Suzanópolis
18	Estrela d'Oeste	48	Ouroeste	78	Tabapuã
19	Fernando Prestes	49	Palestina	79	Taiacu
20	Fernandópolis	50	Palmares Paulista	80	Taiúva
21	Floreal	51	Palmeira d'Oeste	81	Tanabi
22	General Salgado	52	Paraíso	82	Três Fronteiras
23	Guapiaçu	53	Paranapuã	83	Turmalina
24	Guarani d'Oeste	54	Parisi	84	Uchôa
25	Guzolândia	55	Paulo de Faria	85	Urânia
26	Ilha Solteira	56	Pedranópolis	86	Valentim Gentil
27	Indiaporã	57	Pindorama	87	Vista Alegre do Alto
28	Ipiguá	58	Pirangi	88	Vitória Brasil
29	Jales	59	Pontalinda	89	Votuporanga
30	Macedônia	60	Pontes Gestal		

Departamento de Águas e Energia Elétrica – DAEE

Rua Boa Vista, 170, Centro, São Paulo – SP 01014 000 – tel: 11 3293 8200
www.dae.sp.gov.br

maio de 2005

ctp, impressão e acabamento

imprensaoficial

Rua da Mooca, 1921 São Paulo SP
Fones: 6099-9800 - 0800 123401
www.imprensaoficial.com.br