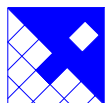




**MINISTÉRIO DA INTEGRAÇÃO NACIONAL  
SECRETARIA DE INFRA-ESTRUTURA HÍDRICA**



**INPE – Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais**



*FUNCATE - Fundação de Ciência, Aplicações e Tecnologia Espaciais*



**PROJETO DE TRANSPOSIÇÃO DE  
ÁGUAS DO RIO SÃO FRANCISCO PARA  
O NORDESTE SETENTRIONAL**

*PROJETO BÁSICO*

**TRECHO IV – EIXO NORTE  
R2 – CRITÉRIOS DE PROJETO E MEMORIAS DE  
CÁLCULO**



**TRECHO IV – EIXO NORTE  
R2 – CRITÉRIOS DE PROJETO E MEMORIAIS DE CÁLCULO**

# **PROJETO DE TRANSPOSIÇÃO DE ÁGUAS DO RIO SÃO FRANCISCO PARA O NORDESTE SETENTRIONAL**

## ***PROJETO BÁSICO***

### **MINISTÉRIO DA INTEGRAÇÃO NACIONAL**

Ministro de Estado da Integração Nacional: **Ciro Ferreira Gomes**

#### **Secretaria de Infra-Estrutura Hídrica**

Secretário de Infra-Estrutura Hídrica: **Hypérides Pereira de Macêdo**

Coordenador Geral: **João Urbano Cagnin**

### **INPE – Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais**

Diretor: **Luiz Carlos Moura Miranda**

### **FUNCATE – Fundação de Ciência, Aplicações e Tecnologia Espaciais**

Gerente: **José Armando Varão Monteiro**

Coordenador Técnico: **Antônio Carlos de Almeida Vidon**

Coordenador Técnico Adjunto: **Ricardo Antônio Abrahão**

São José dos Campos, março de 2004

Fundação de Ciência, Aplicações e Tecnologia Espaciais - FUNCATE

Projeto de Transposição de Águas do Rio São Francisco para o Nordeste Setentrional – Projeto Básico; Trecho IV – Eixo Norte – R2 – Critérios de Projeto e Memoriais de Cálculo. - São José dos Campos: Fundação de Ciência, Aplicações e Tecnologia Espaciais – FUNCATE, 2004.

49 p

1. Transposição de Águas
- I. Trecho IV - Eixo Norte – R2 – Critérios de Projeto e Memoriais de Cálculo.

CDU 556.18

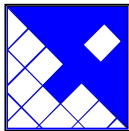
**FUNCATE:**

Av. Dr. João Guilhermino, 429, 11º Andar – Centro

São José dos Campos – SP

CEP: 12210-131

Telefone: (0XX 12) 3925 1399 Fax: (0XX 12) 3941 2829



**FUNCATE**

**Fundação de Ciência,  
Aplicações e Tecnologia  
Espaciais**

Projeto	RAA, RGV, FB, GLM, AYE, CRML, JCD, SC, BDL	Data MAR/2004
Verificação	RAA	Data MAR/2004
Aprovação	ACAV	Data MAR/2004
Aprovação	JAVM	Data MAR/2004
Código FUNCATE	EN.B/IV.RF.GR.0002	



**MINISTÉRIO DA INTEGRAÇÃO NACIONAL**

Verificação		Data
Aprovação		Data

**PROJETO DE TRANSPOSIÇÃO DE ÁGUAS  
DO RIO SÃO FRANCISCO PARA O  
NORDESTE SETENTRIONAL**

**PROJETO BÁSICO**

**TRECHO IV - EIXO NORTE  
R2 - CRITÉRIOS DE PROJETO E MEMORIAIS DE CÁLCULO**

**Projeto de Transposição de Águas do Rio São Francisco  
para o Nordeste Setentrional**  
*Projeto Básico*

**Equipe**

*José Armando Varão Monteiro: Gerente*

*Antônio Carlos de Almeida Vidon: Coordenador Técnico*

*Ricardo Antônio Abrahão: Coordenador Técnico Adjunto*

*Geverson Luiz Machado: Chefe da Equipe de Geotecnia*  
*Clóvis Ribeiro de Moraes Leme: Engenheiro*

*Frederico Bohland: Chefe da Equipe de Geologia*

*Rafael Guedes Valença: Chefe da Equipe de Hidráulica*  
*Anibal Young Eléspuru: Engenheiro*

*José Carlos Degaspare: Chefe da Equipe de Estrutura*

*José Ricardo Junqueira do Val: Chefe da Equipe de Orçamento e Planejamento*

*Bernd Dieter Lukas: Chefe da Equipe de Engenharia Mecânica*

*Sidnei Collange: Chefe da Equipe de Engenharia Elétrica*

**Equipe de Produção**

*Antonio Carlos Cunha Aguiar – Projetista*

*Antonio Muniz Neto – Projetista*

*Leandro Eboli – Projetista*

*João Luiz Bosso – Projetista*

*Laryssa Lillian Lopes – Técnica em Geoprocessamento*

*Mônica de Lourdes Sampaio – Desenhista Projetista*

**Infra Estrutura e Apoio**

*Ana Julia Cristofani Belli – Secretária*

*Célia Regina Pandolphi Pereira – Assistente Adm. Especializada*

*Andréa Marques Moraes – Aux. Administrativo*

*Maria Aparecida de Souza – Servente*

**Consultor**

*Luiz Antonio Villaça de Garcia*



## Transposição de Águas do Rio São Francisco - Projeto Básico

---

### APRESENTAÇÃO

O presente documento se constitui no Relatório R2 – CRITÉRIOS DE PROJETO E MEMORIAIS DE CÁLCULO, parte integrante do **Projeto Básico do Trecho IV – Eixo Norte**, referente ao PROJETO DE TRANSPOSIÇÃO DE ÁGUAS DO RIO SÃO FRANCISCO PARA O NORDESTE SETENTRIONAL, elaborado pela FUNCATE através do contrato INPE/FUNCATE nº 01.06.094.0/99.

O Projeto de Transposição está sendo desenvolvido com base no Convênio nº 06/97-MPO/SEPPE – celebrado entre o MINISTÉRIO DE INTEGRAÇÃO NACIONAL-MI e o MINISTÉRIO DE CIÊNCIA E TECNOLOGIA-MCT e seu INSTITUTO NACIONAL DE PESQUISAS ESPACIAIS-INPE.

O **Projeto Básico do Trecho IV – Eixo Norte** compõe-se dos seguintes relatórios:

- R1 Descrição do Projeto
- R2 Critérios de Projeto e Memoriais de Cálculo
- R3 Sistema de Drenagem
- R4 Bases Cartográficas
- R5 Geologia e Geotecnia
- R6 Canteiros e Sistema Viário, Cronograma e Orçamentos
- R7 Dossiê de Licitação
- R8 Caderno de Desenhos



## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico

ÍNDICE	PG.
<b>1 . OBJETO E OBJETIVO.....</b>	<b>1</b>
<b>2 . CRITÉRIOS GERAIS DE PROJETO .....</b>	<b>1</b>
2.1 Traçado Geométrico .....	1
2.2 Estradas de Acesso e Manutenção .....	2
2.3 Proteção da Faixa de Domínio.....	2
2.4 Normas Técnicas e Padrões .....	2
2.4.1 Norma Oficial.....	2
2.4.2 Normas Opcionais .....	2
2.5 Unidades de Medida e Idioma.....	3
2.5.1 Unidades de Medida .....	3
2.5.2 Idioma .....	3
2.6 Documentos técnicos.....	4
2.6.1 Elaboração de documentos técnicos.....	4
2.6.2 Formato dos desenhos .....	4
2.6.3 Relatórios, memórias de cálculo, especificações técnicas e listas de materiais.....	4
<b>3 . ESTUDOS HIDROLÓGICOS .....</b>	<b>4</b>
3.1 Vazões de Dimensionamento do Vertedouro da Barragem.....	4
3.2 Critérios de Dimensionamento das Obras de Drenagem.....	4
<b>4 . HIDRÁULICA.....</b>	<b>4</b>
4.1 Critérios Gerais do Projeto .....	4
4.1.1 Declividade das Obras de Adução .....	4
4.1.2 Vazões de Dimensionamento das Obras de Adução .....	4
4.2 Critérios de Projeto Hidráulico .....	5
4.2.1 Cálculo do Escoamento .....	5
4.2.2 Borda livre e definição das linhas de margens dos canais .....	6
4.2.3 Vertedouros .....	6
<b>5 . GEOLOGIA E GEOTECNIA.....</b>	<b>6</b>
5.1 Introdução .....	6
5.2 Características dos Materiais de Escavação.....	7
5.3 Características de Materiais Compactados.....	9
5.4 Tratamento de Fundação e Taludes.....	10
5.5 Maciços de Aterros Compactados .....	11
5.6 Seções de Escoamento dos Canais.....	12
5.6.1 Seções em Escavação em Solo.....	12
5.6.2 Seções Escavadas em Material de 2ª categoria.....	12
5.6.3 Seções Escavadas em Rocha.....	12
5.6.4 Seções em Aterro Compactado.....	13
5.7 Túneis .....	13



## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico

5.8 Barragem .....	13
5.9 Áreas de Empréstimo .....	14
<b>6 . ESTRUTURAS CIVIS .....</b>	<b>14</b>
6.1 Objetivo.....	14
6.1.1 Estruturas a Analisar .....	14
6.1.2 Critérios Básicos .....	15
6.1.3 Normas e Entidades Normalizadoras.....	15
6.2 Características dos Materiais .....	15
6.2.1 Concreto .....	15
6.2.2 Aço para concreto armado.....	16
6.2.3 Aço para concreto protendido.....	16
6.2.4 Aço Estrutural .....	16
6.3 Cargas de Projeto .....	16
6.3.1 Cargas Permanentes .....	16
6.3.2 Cargas Hidrostáticas Externas.....	16
6.3.3 Subpressões e Pressões Neutras .....	16
6.3.4 Empuxos Estáticos de Terra e de Enrocamento.....	17
6.3.5 Cargas de Vento.....	17
6.3.6 Cargas Sísmicas .....	17
6.3.7 Cargas Hidrodinâmicas.....	18
6.3.8 Ação do Calor de Hidratação.....	18
6.4 Condições de Carregamento .....	19
6.4.1 Geral.....	19
6.4.2 Condições de Carregamento Normais (CCN).....	19
6.4.3 Condições de Carregamento Excepcionais (CCE) .....	19
6.4.4 Condições de Carregamento Limites (CCL).....	19
6.4.5 Condições de Carregamento de Construção (CCC).....	19
6.4.6 Condições Adicionais .....	20
6.5 Projeto Estrutural.....	20
6.5.1 Análises de Estabilidade.....	20
6.5.2 Análise de Tensões .....	22
6.5.3 Dimensionamento Estrutural .....	24
6.5.4 Disposições Construtivas.....	24
<b>7 . MEMORIAIS DE CÁLCULO.....</b>	<b>24</b>
7.1 Hidráulica.....	24
7.1.1 Dimensionamento dos Canais.....	24
7.1.2 Dimensionamento dos Aquedutos.....	25
7.1.3 Dimensionamento dos Túneis.....	26
7.1.4 Estrutura de Controle na saída do Reservatório de Caiçara .....	27
7.1.5 Dimensionamento das Comportas de Angicos .....	29
7.1.6 Dimensionamento do Vertedouro .....	30
7.1.7 Dissipação por degraus .....	31
<b>8 . REFERÊNCIAS .....</b>	<b>36</b>
<b>ANEXO I: ESCADAS .....</b>	<b>38</b>





## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico

### 1 . OBJETO E OBJETIVO

O objeto do presente relatório é o Projeto de Transposição de Águas do Rio São Francisco para o Nordeste Setentrional. O seu objetivo é o de apresentar os critérios de projeto que orientarão os estudos de Engenharia Civil para o desenvolvimento do Projeto Básico, com vistas a fixar normas técnicas e diretrizes, definir os dados básicos e parâmetros a serem considerados nos estudos e cálculos e fixar os principais procedimentos de análise para o Trecho IV – Eixo Norte.

Os critérios aqui apresentados visam também suplementar as Normas Brasileiras, quando estas forem insuficientes para a resolução de problemas específicos, valendo-se para isso de parâmetros e hipóteses de cálculo universalmente aceitos, que se encontram em normas e publicações editadas por entidades de renome internacional. Tais critérios poderão sofrer alterações durante o desenvolvimento dos trabalhos, em função de resultados de novas investigações de campo, de resultados de ensaios de laboratório ou de avanços tecnológicos em áreas específicas.

### 2 . CRITÉRIOS GERAIS DE PROJETO

Estes critérios visam sempre, por meio das diretrizes e dos valores estabelecidos, a garantia da segurança da obra, durante as fases de construção e de operação das estruturas, à eficiência e à confiabilidade operacional, ensejando ao empreendimento condições de otimização de custos e de prazos.

#### 2.1 Traçado Geométrico

O traçado geométrico das obras de adução será constituído de uma sucessão de trechos retilíneos e curvas.

Preferencialmente, as obras em túnel e aquedutos serão executadas em trechos retilíneos, com todas as curvas necessárias para a execução do traçado desenvolvidas nos canais.

O raio mínimo de curvatura dos canais será de:

- canais revestidos ..... $R \geq 4B$ ;
- canais em solo ou rocha ..... $R \geq 7B$ .

onde:

R = raio de curvatura no eixo do canal, m;

B = largura superficial do escoamento, m.

A implantação das obras deverá ser executada em trechos não muito extensos, ajustando o traçado de forma a minimizar os volumes de obra e balancear os volumes de corte e escavação, dentro de limites econômicos para distância de transporte dos materiais envolvidos.

Na concepção dos traçados deverão ser evitados, dentro do possível:

- cortes de grande altura > 30 m;
- aterros de grande altura > 30 m;
- contornos extensos de vales ou espigões.

Respeitando ou adaptando as diretrizes de percurso já definidas, o traçado geométrico das obras de transposição deverá se desenvolver de modo a tirar o melhor partido da topografia e das condições geológicas locais, para minimizar os custos de implantação, manutenção e operação, devendo, ainda, se ajustar aos objetivos e conceitos definidos para o Projeto.



## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico

---

Deverá minimizar, ainda, as obras de escavação e aterro e obter a melhor compensação possível dos volumes de corte e aterro, de modo a se diminuir volumes de bota-fora ou volumes de empréstimos de solo ou rocha.

Tanto o traçado geométrico como o tipo de solução tecnológica a ser adotada em cada trecho deverão minimizar problemas sociais de deslocamentos de populações ou desapropriações custosas.

### **2.2 Estradas de Acesso e Manutenção**

Estradas de acesso para a implantação de estruturas importantes, tais como casas de máquinas, comportas, equipamentos de manobras e outras, deverão ser consideradas e seu projeto elaborado em nível preliminar.

Serão consideradas estradas de manutenção, com 3,5 m de largura em ambos os lados do canal.

As estradas deverão ser consideradas com uma largura de plataforma de 3,5 m e serão apresentadas na escala 1:100.000.

Serão previstas passarelas para ligações entre as margens do canal, para permitir o trânsito das populações afetadas pela implantação do sistema.

### **2.3 Proteção da Faixa de Domínio**

Visando a controlar eventuais ocupações e a evitar a queda de animais de médio e grande porte nos canais, a faixa de domínio será protegida por cercas de arame.

### **2.4 Normas Técnicas e Padrões**

As unidades que compõem a complementação do Trecho II serão projetadas de acordo com as normas em vigor de uso consagrado mundialmente, em sua última edição.

#### **2.4.1 Norma Oficial**

- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas

#### **2.4.2 Normas Opcionais**

Serão utilizadas quando a Norma Oficial for omissa ou nos casos específicos. Em caso de divergência sempre prevalecerá a Norma Oficial.

- AASHTO – American Association of State Highway Officials
- ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland
- ACI – American Concrete Institute
- AISC - American Institute of Steel Construction
- ANSI - American National Standards Institute
- AREA – American Railway Engineering Association
- ASCE – American Society of Civil Engineers
- ASME - American Society of Mechanical Engineers
- ASTM - American Society of Testing Materials
- AWA – American Water Works Association
- AWS - American Welding Society



## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico

---

- BPR – Bureau of Public Roads
- CBGB – Comitê Brasileiro de Grandes Barragens
- CCA – Cement and Concrete Association (Londres)
- CEB – Comitê Euro-International du Béton
- SAfStb – Deutscher Ausschuss für Stahlbeton
- DBV – Deutscher Beton Verein (Wiesbaden)
- DIN – Deutsche Industrie Normen
- FIP – Fédération Internationale de la Précontrainte
- IASS – International Association for Shell Structures
- ICOLD – International Commission on Large Dams
- ISE – Institute of Structural Engineering (Londres)
- ISSO – International Organization for Standardization (Viena)
- ITBTP – Institute Technique du Bâtiment et des Travaux Publics (Paris)
- IVBH – Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau
- LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil (Lisboa)
- ISRM – International Society for Rock Mechanics
- NRMCA – National Ready Mixed Concrete Association
- PCA – Portland Cement Association
- PCI – Prestressed Concrete Institute
- RILEM – Réunion Internationale des Laboratoires d’Essais de Matériaux
- SSPC – Steel Structures Painting Council
- TVA – Tennessee Valley Authority
- USASI – United States of America Standards Institute
- USBM – United States Bureau of Mines
- USBR – United States Bureau of Reclamation
- USCE – United States Army Corps of Engineering
- USCOLD – United States Committee on Large Dams
- USSG – United States Standard Gage

### **2.5 Unidades de Medida e Idioma**

#### **2.5.1 Unidades de Medida**

No projeto serão adotadas as unidades de medidas do sistema internacional de unidades e de acordo com a legislação brasileira. Para materiais cuja prática corrente adote unidades que não sejam métricas, as mesmas serão mantidas, para não dificultar e evitar confusões no projeto.

#### **2.5.2 Idioma**

O projeto será elaborado utilizando a língua portuguesa, como usada no Brasil.



## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico

---

### 2.6 Documentos técnicos

#### 2.6.1 *Elaboração de documentos técnicos*

Todos os documentos técnicos do projeto serão elaborados em meio magnético. Para os desenhos será empregado principalmente o *software* gráfico Microstation e secundariamente o Auto CAD. Para memórias, relatórios, especificações técnicas, listas de materiais serão empregados os *softwares* Word e Excel.

#### 2.6.2 *Formato dos desenhos*

Os desenhos serão apresentados nos formatos A3 e A4, normalizados pela ABNT, e em casos especiais outros formatos como A1 e A2 estendido.

#### 2.6.3 *Relatórios, memórias de cálculo, especificações técnicas e listas de materiais*

Os relatórios, memórias de cálculo, especificações técnicas e listas de materiais serão apresentados no formato A4.

### 3 . ESTUDOS HIDROLÓGICOS

#### 3.1 **Vazões de Dimensionamento do Vertedouro da Barragem**

Será utilizada a vazão efluente correspondente à afluência de uma chuva cujo hidrograma corresponde a um período de recorrência de 1.000 anos.

#### 3.2 **Critérios de Dimensionamento das Obras de Drenagem**

As obras de drenagem serão dimensionadas para vazões correspondentes ao hidrograma com período de retorno de 100 anos, na bacia correspondente.

### 4 . HIDRÁULICA

#### 4.1 **Critérios Gerais do Projeto**

##### 4.1.1 *Declividade das Obras de Adução*

A análise econômica feita na etapa dos Estudos de Viabilidade da Transposição do Rio São Francisco estabeleceu o valor de 0,0001 m/m para o projeto dos canais, para operação em plena capacidade

As obras especiais de adução de água (túneis e aquedutos), sempre que as condições topográficas o determinarem, deverão ter sua declividade aumentada para 0,0004 m/m, respeitando os valores limites de velocidade de escoamento e o número de Froude.

##### 4.1.2 *Vazões de Dimensionamento das Obras de Adução*

Conforme definido na fase de Viabilidade as obras de transposição de água serão dimensionadas considerando o bombeamento de água fora do horário de pico do sistema elétrico, ou seja, bombeamento durante 21 horas seguidas nos dias úteis e paralisação das bombas no horário de pico. Para o Trecho IV estabeleceu-se que a vazão máxima de dimensionamento será 20 m<sup>3</sup>/s.



## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico

### 4.2 Critérios de Projeto Hidráulico

#### 4.2.1 Cálculo do Escoamento

São os seguintes os procedimentos de cálculo para o dimensionamento de canais, adutoras e reservatórios:

##### 4.2.1.1 Dimensionamento dos Canais

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R_H^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

– Em regime permanente será utilizada a fórmula de Manning:

sendo:

$Q$  = vazão de dimensionamento, m<sup>3</sup>/s;

$n$  = coeficiente de rugosidade de Manning, s/m<sup>1/3</sup>;

$A$  = área molhada da seção transversal do canal, m<sup>2</sup>;

$R_H$  = raio hidráulico da seção transversal, m;

$S$  = declividade do canal, m/m.

##### 4.2.1.2 Rugosidade das Paredes dos Conduitos

Para canais e aquedutos revestidos em concreto, será utilizado  $n = 0,015$  s/m<sup>1/3</sup> para o coeficiente de rugosidade da fórmula de Manning.

Para túneis funcionando a superfície livre, será utilizado o coeficiente de rugosidade de Manning composto, pela equação de Horton, Einstein.

$$n = \left[ \frac{\sum_i^N P_i \cdot n_i^{3/2}}{\sum_i^N P_i} \right]^{2/5}$$

sendo::

$n$  = coeficiente de rugosidade equivalente, s/m<sup>1/3</sup>;

$n_i$  = coeficiente de rugosidade para o fundo do túnel e para as paredes e teto, s/m<sup>1/3</sup>;

$P_i$  = perímetro molhado do fundo do túnel, paredes e teto, m.

Neste projeto:

$n_1 = 0,015$  s/m<sup>1/3</sup> para o fundo do túnel;

$n_2 = 0,035$  s/m<sup>1/3</sup> para paredes e teto;

Aplicando a fórmula, obtém-se para a rugosidade equivalente  $n = 0,028$  s/m<sup>1/3</sup>.

##### 4.2.1.3 Perdas Localizadas

As perdas devidas a singularidades existentes no traçado serão calculadas pela fórmula:



## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico

$$\Delta H = K \frac{V^2}{2g}$$

onde:

$V$  = velocidade de escoamento na seção estrangulada, m/s;

$g$  = aceleração da gravidade, m/s<sup>2</sup>;

$K$  = coeficiente de perda de carga, função das características geométricas;

$\Delta H$  = perda de carga, m.

### 4.2.2 Borda livre e definição das linhas de margens dos canais

a) Os critérios para definição das margens dos canais baseiam-se nos critérios de determinação da borda livre, empregando-se a fórmula do U.S. Bureau of Reclamation para o cálculo da borda livre para as seguintes faixas de vazões.

- $3 \leq Q < 10 \Rightarrow BL = 0,23(\log_{10} Q) + 0,10$
- $10 \leq Q < 40 \Rightarrow BL = 0,34(\log_{10} Q) - 0,01$
- $40 \leq Q < 600 \Rightarrow BL = 0,36(\log_{10} Q) - 0,05$

### 4.2.3 Vertedouros

Em todos os locais onde existem estruturas capazes de interromper o fluxo nos canais de adução (estruturas com comportas, etc.) são previstas estruturas de descarga da vazão afluente.

Preferencialmente, estas estruturas são do tipo vertedouro de soleira livre, dimensionadas para a vazão máxima aduzida pelo canal, ou a vazão excedente decorrente de cheias milenares nos reservatórios ligados a este canal.

A cota da crista da soleira deve estar 0,5 m acima do nível d'água máximo normal.

A lâmina vertente deve variar entre 0,1 m e 1 m, acima da cota da crista.

No dimensionamento será utilizada a seguinte expressão:

$$Q = C \cdot L \cdot H^{1,5}$$

sendo:

$C$  = coeficiente de vazão;

$H$  = altura da lâmina d'água acima da crista, m;

$L$  = comprimento da soleira, m.

O canal de descarga dessas estruturas deve ser projetado e dimensionado acompanhando a drenagem natural, até atingir uma seção natural com capacidade superior à da vazão de dimensionamento da estrutura.

## 5 . GEOLOGIA E GEOTECNIA

### 5.1 Introdução

Este item tem por objetivo apresentar os principais critérios de dimensionamento das obras dos canais em corte e aterro, das obras subterrâneas, de fundações das estruturas principais, e de tratamento de taludes dos diversos dispositivos previstos para o Projeto Básico.



### 5.2 Características dos Materiais de Escavação

Os materiais de escavação das estruturas principais serão classificadas em três grupos distintos:

- Material de 1ª Categoria – materiais que possam ser escavados por equipamentos convencionais, como escavadeiras, trator de lâmina e *motoscrapers*.
- Material de 2ª Categoria – materiais constituídos por rocha decomposta, que possam ser escavados com o auxílio de tratores de esteiras munidos de escarificadores, e que não necessitem de emprego sistemático de desmontes com explosivos (a fogo).
- Material de 3ª Categoria – materiais que necessitem o emprego sistemático de "desmonte a fogo", compreendendo rocha alterada dura a rocha sã. Incluem blocos de rocha com diâmetro superior a 1 m.
- Material de 1ª Categoria (solos)

Esses materiais compreendem os solos aluviais e coluviais e os solos de alteração de rocha.

As espessuras desses materiais serão definidas através de investigações de campo, e de mapeamentos superficiais, sondagens mecânicas e poços de inspeção.

Os parâmetros geotécnicos desses materiais serão definidos a partir de ensaios específicos executados durante os estudos. Quando os resultados desses ensaios específicos não estiverem disponíveis, os parâmetros serão inferidos a partir de dados indiretos, considerando-se entretanto os seguintes valores de referência:

- Aluviões moles
  - Peso específico natural (seco)..... 14 kN/m<sup>3</sup>
  - Coesão (*in situ*)..... 10 kN/m<sup>2</sup>
  - Ângulo de atrito (*in situ*) ..... 10°
- Solos essencialmente arenosos
  - Peso específico natural (seco)..... 18 kN/m<sup>3</sup>
  - Coesão (*in situ*)..... 0 kN/m<sup>2</sup>
  - Ângulo de atrito (*in situ*) ..... 28°
- Solos essencialmente argilosos
  - Peso específico natural (seco)..... 15 kN/m<sup>3</sup>
  - Coesão (*in situ*)..... 10 kN/m<sup>2</sup>
  - Ângulo de atrito (*in situ*) ..... 20°
- Material de 2ª Categoria (rocha alterada mole)

Esses materiais compreendem a categoria de rocha alterada mole e são usualmente escavados com escarificadores ou ponta de lâmina de tratores de esteiras.

São, em geral, constituídos por solos que apresentam uma granulometria bem distribuída, variando desde parcelas de material que passa na peneira 200, até blocos de rocha sã com dimensões de 100 cm.

Uma vez que a determinação das espessuras efetivas desses materiais é bastante difícil através de sondagens à percussão, poços de inspeção e sondagens rotativas, a quantificação desses horizontes será feita com o auxílio de correlações dessas investigações com perfisagens sísmicas.



## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico

Quando não se dispuser desses dados, serão adotados os valores indicados a seguir:

- Granitos / Gnaisses  
Espessura ..... 2 m
- Xistos  
espessura ..... 3 m
- Arenitos  
espessura ..... 5 m

Os parâmetros geotécnicos desses horizontes serão estimados em função das principais feições geológicas obtidas de mapeamentos de superfície, dos dados de outros projetos desenvolvidos na região, e de trabalhos apresentados na literatura técnica. Serão adotados como valores de referência os seguintes parâmetros:

- Arenitos  
Peso específico natural (seco)..... 18 kN/m<sup>3</sup>  
Coesão (*in situ*)..... 20 kN/m<sup>2</sup>  
Ângulo de atrito (*in situ*) ..... 30°
- Xistos  
Peso específico natural (seco)..... 20 kN/m<sup>3</sup>  
Coesão (*in situ*)..... 20 kN/m<sup>2</sup>  
Ângulo de atrito (*in situ*) ..... 28°
- Granitos  
Peso específico natural (seco)..... 20 kN/m<sup>3</sup>  
Coesão (*in situ*)..... 20 kN/m<sup>2</sup>  
Ângulo de atrito (*in situ*) ..... 32°
- Material de 3ª Categoria (Rocha Alterada Dura a Sã)

Com relação aos maciços rochosos, as propriedades geomecânicas desses materiais serão definidas a partir de investigações de campo compreendendo sondagens rotativas, perfilagens sísmicas e mapeamentos detalhados de superfície. Assim, serão definidos coerência, grau de fraturamento, alteração, condutividade hidráulica e direções preferenciais de fraturamento.

Quando não houver dados disponíveis que permitam uma avaliação adequada das propriedades geomecânicas dos maciços geológicos, serão adotados parâmetros de referência indicados a seguir:

- Arenitos  
Peso específico natural (seco)..... 26 kN/m<sup>3</sup>  
Coesão ..... variável em função do grau de alteração  
Ângulo de atrito ..... 35°
- Xistos  
Peso específico natural (seco)..... 26,5 kN/m<sup>3</sup>  
Coesão ..... variável em função do grau de alteração





## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico

- Ângulo de atrito ..... 30°
- Granitos
  - Peso específico natural (seco).....27 kN/m<sup>3</sup>
  - Coesão ..... variável em função do grau de alteração
  - Ângulo de atrito ..... 40°

### 5.3 Características de Materiais Compactados

Para a execução de aterros deverão ser empregados tanto solo (material de 1ª categoria), como rocha alterada mole (2ª categoria) e rocha (3ª categoria).

Procurar-se-á empregar na construção dos aterros os materiais obtidos nas escavações obrigatórias de canais, túneis e estações de bombeamento. Para efeito de balanceamento de volumes, serão empregados os fatores de empolamento apresentados no quadro seguinte:

FATORES DE EMPOLAMENTO		
Atividade		Fator
Origem	Destino	
Escavação comum (1ª categoria)	Aterro compactado	0,8
Escavação de material de 2ª categoria	Aterro compactado	1
Saída do sistema de beneficiamento	Aterro compactado	0,9
Escavação em rocha (obrigatória ou pedreira)	Enrocamento compactado	1,3
Escavação comum (1ª categoria)	Bota – fora	1,25
Escavação de material de 2ª categoria	Bota – fora	1,3
Escavação obrigatória de rocha	Bota – fora	1,5
Escavação em jazida de areia	Transição compactada	0,9
Escavação em jazida de cascalho	Transição compactada	1
Pilha de material britado / beneficiado	Transição compactada	0,8
Escavação de areia em jazida	Pilha de estoque	1

Nota: As perdas de todo material escavado estão consideradas nesses fatores.

Com relação aos parâmetros geotécnicos dos diversos materiais compactados, serão adotados valores obtidos em ensaios específicos, ou a partir de dados de obras similares, respeitando os valores de referência apresentados a seguir:

- Solo compactado
  - Peso específico natural (seco)..... 18 kN/m<sup>3</sup>
  - Coesão ..... 10 kN/m<sup>2</sup>
  - Ângulo de atrito ..... 28°
- Areia compactada
  - Peso específico natural (seco).....20 kN/m<sup>3</sup>
  - Coesão ..... 0 kN/m<sup>2</sup>
  - Ângulo de atrito ..... 30°
- Transição
  - Peso específico natural (seco).....20 kN/m<sup>3</sup>



## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico

Coesão .....	0 kN/m <sup>2</sup>
Ângulo de atrito .....	35°
– Enrocamento compactado	
Peso específico natural (seco).....	22 kN/m <sup>3</sup>
Coesão .....	0 kN/m <sup>2</sup>
Ângulo de atrito .....	40°
– Rocha decomposta compactada	
Peso específico natural (seco).....	20 kN/m <sup>3</sup>
Coesão .....	20 kN/m <sup>2</sup>
Ângulo de atrito .....	35°

### 5.4 Tratamento de Fundação e Taludes

Os tratamentos de fundação serão definidos, caso a caso, para cada estrutura que será agregada ao PTSF. Em princípio, serão considerados os seguintes critérios:

#### – Aterros Compactados

Deverão ser removidos todos os solos vegetais, aluviões e coluviões moles ou fofos.

Solos colapsíveis poderão ser eventualmente tratados ou removidos, quando as suas espessuras puderem gerar recalques incompatíveis com a altura dos aterros previstos.

Quando forem encontrados solos potencialmente expansivos, estes só serão mantidos nas fundações das obras quando se tiver certeza que as cargas a que eles estarão sujeitos sejam superiores às pressões de expansão. Caso contrário, deverão ser feitas escavações seletivas e providenciada a troca de solos.

Quando for constatada a presença de solos dispersivos, estes deverão ser confinados por camadas de filtro apropriadas, a fim de se evitarem erosões indesejáveis.

#### – Taludes de escavação em solo

A inclinação dos taludes escavados em solo será definida através de análises de estabilidade, procurando considerar as particularidades geológico-geotécnicas ao longo dos traçados.

Os taludes finais de escavação em solo acima da seção molhada dos canais deverão receber o revestimento em material granular como cascalho arenoso, enrocamento fino, etc. Para tal deverão ter inclinação 1V:1,5H.

Em regiões onde houver surgência de lençol freático, deverão ser previstos dispositivos apropriados, como drenos horizontais profundos, a fim de se evitarem possíveis erosões regressivas e instabilizações dos taludes.

Para proteção dos taludes contra erosão pluvial estes serão dotados de sistemas de drenagem superficial dimensionados de acordo com os critérios hidráulicos.

Serão implantadas bermas de 2m de largura a cada 10m de altura, aproximadamente, de escavação, à exceção das bermas de manutenção do canal, que deverão ser executadas com largura de 3,50m.

#### – Taludes de escavação em material de 2ª categoria (rocha alterada mole)

As inclinações dos taludes em material de 2ª categoria acima das seções hidráulicas serão definidas através de análises de estabilidade específicas (superfícies circulares e/ou planares), procurando levar em consideração as particularidades dos maciços atravessados pelos canais.



## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico

---

Deverão ser empregados taludes com inclinação de 1V:0,5H, a menos que dados específicos obtidos nas investigações geológico-geotécnicas indiquem superfícies preferenciais de instabilizações, que condicionem a inclinação final.

Para a drenagem superficial, deverão ser considerados os mesmos procedimentos já previstos para taludes em solo.

Poderão ainda ser previstas, em lugares específicos, proteções localizadas, como a implantação de cortinas atirantadas, telas de contenção de blocos, drenagens profundas (DHP), e outros dispositivos, para solucionar particularidades pontuais.

A proteção dos taludes de escavação do material de 2ª categoria será feita segundo o critério abaixo, estimando-se uma porcentagem de cada tratamento em função das condições geológico-geotécnicas para quantificação dos serviços:

- RAM (rocha alterada mole), sem descontinuidades que favoreçam a instabilidade: sem proteção;
  - blocos de rocha com espaços entre os blocos preenchidos com solo: proteção com tela de polipropileno para evitar queda de blocos;
  - solo saprolítico com blocos de rocha esparsos: proteção com concreto projetado com fibra metálica, com sistema de alívio de subpressão.
- Taludes de escavação de rocha

Os taludes de rocha são a alterada dura acima da seção hidráulica serão fixados, em princípio, com inclinação de 1V:0,5H, para todos os domínios geológicos atravessados pelos canais.

Eventualmente, em pontos específicos, quando as informações geológico-geotécnicas indicarem outras condições, esta inclinação poderá ser ajustada.

- Outras estruturas

Para fundação de barramentos, estruturas de controle e derivação, pontes, aquedutos, sifões, blocos de ancoragem, estruturas de dissipação e outros dispositivos, serão previstos tratamentos específicos caso a caso, em função das investigações geológico-geotécnicas e/ou de mapeamentos de campo.

### 5.5 Maciços de Aterros Compactados

Os maciços de aterros em solo e enrocamento compactado, onde serão implantados os canais, deverão ser construídos preferencialmente com materiais provenientes das escavações obrigatórias.

Procurar-se-á, sempre que possível, a implantação de seções homogêneas de solo ou mistas em enrocamento compactado. Nos casos em que não houver predominância de um material sobre o outro (inferior a 70% de solo e 30% de enrocamento, ou vice-versa), deverá ser previsto o zoneamento das seções de modo a que os solos constituam o núcleo do maciço, envolvendo a seção de escoamento do canal, enquanto os enrocamentos formarão os espaldares externos dos maciços compactados. Para seções homogêneas em solo, os taludes externos dos aterros deverão ser, preferencialmente, protegidos com enrocamento segregado mecanicamente. Para seções em enrocamento, o processo construtivo deverá prever que os blocos de rocha de maiores dimensões sejam posicionados junto aos taludes externos. Em seções zoneadas, deverá ser prevista pelo menos uma camada de transição entre o solo e o enrocamento, a qual poderá ser constituída por saprolitos obtidos nas escavações ou cascalhos areno-argilosos.

Quando ocorrerem solos dispersivos, as camadas de transição entre o maciço de solo e o enrocamento deverão ser convenientemente dimensionadas, de modo a se evitarem possíveis carreamentos de solo por eventuais vazamentos do canal, ou pela ocorrência de chuvas na



## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico

---

região. Deverá ser evitado o emprego de solos expansivos próximo à camada de revestimento dos canais de adução, a fim de se evitarem possíveis danos ao concreto, caso ocorram infiltrações indesejáveis de água no maciço compactado.

Os taludes externos dos aterros deverão apresentar, em princípio, inclinação de 1V:1,5H. Nos casos específicos em que a altura for muito elevada, estes taludes deverão ser abrandados para inclinações de 1V:1,8H.

Para aterros em solo compactado com alturas superiores a 10 m, deverão ser previstas bermas de 3 m de largura, a cada 10 m de altura.

A crista dos aterros junto ao topo dos taludes da seção de escoamento deverá apresentar largura mínima de 3,5 m e declividade transversal de 2%, com caimento para a parte externa da seção.

### 5.6 Seções de Escoamento dos Canais

#### 5.6.1 Seções em Escavação em Solo

Para locais onde forem implantadas seções hidráulicas, através da escavação em solo, os taludes deverão apresentar inclinação de 1V:1,5H. A superfície final do canal deverá ser impermeabilizada com uma geomembrana e protegida por uma laje de concreto.

A geomembrana poderá ser de um dos seguintes tipos:

- geomembrana de PVC acoplada a geotextil;
- geomembrana de PEAD (polietileno de alta densidade).

O revestimento dos canais será constituído por concreto com fibras sintéticas (*nylon* ou polipropileno) devendo apresentar uma resistência característica  $f_{ck}$ , de no mínimo, 15 MPa aos 28 dias.

A espessura do revestimento em concreto será de 0,05 m nos taludes e 0,12 m na base. O revestimento será dotado de juntas longitudinais (construção e retração) e juntas transversais (retração e dilatação).

Nos taludes do canal, sob a geomembrana, serão implantados drenos contínuos de areia ou pedrisco com a finalidade de alívio de subpressões no revestimento.

No fundo do canal será implantado um dreno coletor longitudinal constituído por tubo perfurado com diâmetro mínimo de 0,3 m que será descarregado para fora do canal, após o trecho escavado.

#### 5.6.2 Seções Escavadas em Material de 2ª categoria

Os canais implantados em material de 2ª categoria (rocha alterada mole) deverão ser construídos com taludes inclinados de 1V:1,5H. O revestimento da seção deverá ser feito com uma geomembrana e uma camada de concreto, de forma similar à descrita no item 5.5.1.

O sistema de drenagem longitudinal será implantado de maneira análoga à seção de escavação em solo.

#### 5.6.3 Seções Escavadas em Rocha

Os canais implantados em maciço rochoso deverão ter inclinação de 1V:1,5H. O revestimento final da seção deverá ser feito com geomembrana, de forma similar à descrita no item 5.5.1.

Para a implantação da geomembrana e da camada de concreto, deverá ser executado o pré-fissuramento ou *smooth blasting* para minimizar a sobrecavação dos taludes, e posterior



## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico

---

regularização da superfície escavada com concreto poroso e solo cimento, sendo, na seqüência, implantada a geomembrana e a camada de concreto.

Nos taludes a regularização será feita intercalando-se faixas de 1 m de largura de concreto poroso e solo-cimento. No fundo do canal a regularização será feita com areia ou pedrisco

### **5.6.4 Seções em Aterro Compactado**

Para canais apoiados sobre taludes de solo e/ou saprolitos (rocha alterada mole) compactados, o revestimento deverá ser aplicado sobre camada de areia ou pedrisco de maneira análoga ao item 5.5.1. O revestimento será constituído por geomembrana e camada de concreto, com as características indicadas no item 5.5.1.

Os aterros dos canais utilizando materiais de 1ª, 2ª e 3ª categorias terão na zona central, na região do canal hidráulico e sob a mesma, aterros de solo compactados utilizando-se enrocamento nos espaldares.

No fundo do canal será implantado um dreno coletor de maneira análoga ao previsto no item 5.5.1

### **5.7 Túneis**

Para a implantação de túneis, será considerada a solução através de escavação convencional, a fogo para maciços rochosos e NATM para maciços de rocha muito alterada ou solo.

A seção a ser adotada nos estudos consistirá na forma arco-retângulo com base igual à altura, como o raio da abóbada igual à metade da altura total do túnel.

Para túneis em solo que apresentarem condições desfavoráveis de escavação, devido à presença de lençol freático, deverão ser adotados sistemas de rebaixamento englobando ponteiros drenantes, poços de bombeamento e, principalmente, drenos horizontais profundos.

Para os emboques deverão ser analisadas as condições geológico-geotécnicas de cada local, para definir os principais tratamentos a serem previstos. Assim, deverão ser considerados aspectos como presença de corpos de talus, foliações desfavoráveis do maciço e grau de fraturamento do maciço rochoso. Serão considerados, entre outros dispositivos chumbadores, tirantes isolados ou cortinas atirantadas, além da execução de túneis falsos e sistemas de rebaixamento do lençol freático adequado aos locais.

Para a classificação de maciço rochoso em obras subterrâneas deverá ser utilizado o “Sistema Q” de Barton, que servirá de base para os serviços de estabilização.

Os túneis de acesso deverão ser admitidos, sempre que possível, com rampa máxima de 10% (dez por cento).

As seções hidráulicas dos túneis deverão considerar piso regularizado com concreto magro.

### **5.8 Barragem**

A crista terá 6 m de largura caso não seja utilizada como estrada, caso contrário terá o gabarito da estrada em questão. Terá declividade transversal para montante de 2%.

A proteção de enrocamento a montante terá o diâmetro D50, determinado pela onda de projeto, calculada pelo método de Saville, por exemplo, com espessura na normal ao talude de 2 X D50. A proteção de enrocamento será estendida até 2 m abaixo da cota da soleira da tomada d'água para uso difuso.

Como grande parte dos rios existentes na rota da PTSF são secos em grande parte do tempo, o desvio dos rios para a construção das barragens ficará a cargo do Construtor, sendo colocada uma nota nos desenhos e ressaltado nas Especificações Técnicas.



## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico

---

Em todas as barragens, exceto as de derivação, haverá tomada d'água para usos difusos.

Os taludes das barragens homogêneas serão protegidos com material granular (enrocamento fino ou cascalho arenoso) com bermas a cada 10 m de altura.

O filtro vertical terá largura mínima de 0,5 m a ser verificada pela estimativa de vazão de infiltração.

O filtro horizontal terá saída afogada e gradiente máximo de 0,10.

O fator de segurança mínimo para dimensionamento da drenagem interna será de 10.

Os fatores de segurança mínimos das análises de estabilidade serão:

- 1,5 para regime permanente;
- 1,3 para o final da construção;
- 1,1 para o rebaixamento rápido até o NA min excepcional.

Para as barragens mistas a largura mínima do núcleo impermeável será de 0,5 H na base e 3 m na crista.

A largura de cada uma das camadas das transições de jusante será, em princípio, de 1 m e, para as transições de montante, conforme dimensionamento.

Será instalada a seguinte instrumentação nas barragens, aterros de encontro de aquedutos e aterros de *forebays*:

- piezômetros e medidores de nível d'água;
- marcos de recalque;
- medidores de recalque;
- medidores de vazão.

### 5.9 Áreas de Empréstimo

Para evitar a necessidade de recomposição futura, as áreas de empréstimo serão localizadas sempre que possível no interior do futuro reservatório, atendendo a uma distância mínima de 100 m do pé de montante da barragem.

## 6 . ESTRUTURAS CIVIS

### 6.1 Objetivo

Este documento pretende normalizar, em linhas gerais, os seguintes cálculos pertinentes ao projeto estrutural:

- Análises de estabilidade;
- Análises de tensões;
- Dimensionamento dos elementos estruturais;
- Verificações especiais, particularmente as relativas aos estados limites de utilização.

#### 6.1.1 Estruturas a Analisar

Os critérios abrangem as seguintes principais estruturas:

- Barragem;



## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico

- Vertedouro;
- Estruturas de controle;
- Canais;
- Túneis;
- Aquedutos;
- Pontes;
- Passarelas.

### 6.1.2 Critérios Básicos

Os critérios de projeto aqui apresentados visam sempre, mediante as diretrizes e os valores estabelecidos, à garantia da segurança da obra, durante as fases de construção e de operação das estruturas, à eficiência e à confiabilidade operacional.

As verificações de estabilidade quanto ao deslizamento, tombamento e flutuação das estruturas serão feitas nos planos da fundação, nos de eventuais descontinuidades geológicas e em outras superfícies potencialmente instáveis, a fim de comprovar a estabilidade das estruturas dentro dos critérios de segurança adotados.

As análises de tensões serão feitas nos planos de fundação e em alguns planos intermediários dos maciços, pelo método clássico de cálculo. Os resultados serão, sempre que necessário, suplementados por estudos efetuados em modelos matemáticos estruturais, o que vale também para as análises de estabilidade.

O dimensionamento de peças de concreto estrutural será sempre feito pelo método dos estados limites últimos, seguido de verificações dos estados limites de utilização, onde as tensões de serviço serão determinadas com as hipóteses do estágio II.

### 6.1.3 Normas e Entidades Normalizadoras

O Projeto Básico será norteado pelas normas e especificações da ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, particularmente pela NBR 6118 em relação aos elementos de concreto armado.

Estes critérios visam apenas suplementar as normas brasileiras quando elas forem insuficientes para a resolução de problemas específicos, valendo-se para isto de parâmetros e hipóteses de cálculo universalmente aceitos, que se encontram em normas e publicações editadas por entidades de renome internacional.

## 6.2 Características dos Materiais

### 6.2.1 Concreto

O concreto a ser utilizado nas diversas estruturas da transposição será dividido em classes, de acordo com o diâmetro máximo do agregado e a resistência a ser atingida na idade especificada. A **Tabela 6.1** classifica os concretos previstos.

**Tabela 6.1-Classes de Concreto**

CLASSE DO CONCRETO	TIPO	Fck (MPa)
A	Concreto Estrutural	15
B	Concreto Estrutural	25
C	CCR	7



## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico

M	Concreto Massa	10
P	Concreto Protendido	30
D	Concreto Projetado	20

Nota: A escolha do tamanho máximo do agregado será feita com base na dimensão da peça, espaçamento das barras da armadura e na dificuldade do lançamento.

### 6.2.2 Aço para concreto armado

As barras de aço para concreto armado obedecerão às especificações brasileiras (NBR-7480). Recomenda-se a uso exclusivo de barras nervuradas, com coeficiente de conformação superficial  $\eta_b > 1,5$ , de aço da categoria CA-50, de preferência de classe A.

### 6.2.3 Aço para concreto protendido

Barras e cabos de aço para concreto protendido obedecerão às especificações brasileiras NBR-7482 e NBR-7483.

### 6.2.4 Aço Estrutural

O projeto das estruturas de aço e peças metálicas obedecerá às especificações aplicáveis da ABNT e da DIN ou AISC.

## 6.3 Cargas de Projeto

### 6.3.1 Cargas Permanentes

As cargas permanentes devidas ao peso próprio serão calculadas com base nos pesos específicos indicados na **Tabela 6.2**, a seguir.

**Tabela 6.2 - Peso Específicos dos materiais**

MATERIAL	PESO ESPECÍFICO (kN/m <sup>3</sup> )
Concreto sem armadura	23-25
Concreto armado	24-25
Aço	78,5

### 6.3.2 Cargas Hidrostáticas Externas

As cargas hidrostáticas externas serão aplicadas de acordo com os níveis d'água indicados em documentos específicos, segundo um diagrama triangular.

### 6.3.3 Subpressões e Pressões Neutras

Os efeitos da água de percolação nas estruturas de concreto, em sua fundação e no contato concreto-rocha, serão levados em conta nas análises de estabilidade de tensões, com base nos diagramas de subpressão empregados na prática corrente.

#### 6.3.3.1 Diagrama de Subpressão no Interior das Estruturas de Concreto

Será considerado atuando em toda a espessura da estrutura. A linha piezométrica variará linearmente entre os valores das extremidades, iguais aos níveis d'água de montante e jusante.





## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico

### 6.3.3.2 Diagrama de Subpressão no Contato Concreto-Rocha e na Fundação (Caso sem Drenos ou Drenos Inoperantes)

Será considerado da mesma forma como o mencionado no item 6.3.2.

### 6.3.3.3 Diagrama de Subpressão no Contato Concreto-Rocha e na Fundação (Caso com Drenos operantes)

O diagrama de subpressão apresentará, em geral, variação linear da linha piezométrica, desde um valor correspondente ao nível d'água de montante, na extremidade montante, até a linha de drenos, onde o valor será igual ao nível d'água de jusante acrescido de um terço da diferença entre os níveis d'água de montante e jusante. Daí, varia linearmente até a extremidade de jusante, onde o valor será correspondente ao nível d'água de jusante.

### 6.3.4 Empuxos Estáticos de Terra e de Enrocamento

Empuxos estáticos ativos de terra e enrocamento serão calculados utilizando-se a teoria de Coulomb para terraplenos homogêneos com talude uniforme, e o método gráfico de *Cullman* para taludes irregulares ou com sobrecargas não uniformes.

Não será considerada a coesão no cálculo do empuxo.

O valor do empuxo estático é dado por:

$$E_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B h^2 K$$

sendo:

$\gamma$  = peso específico do material

$B$  = largura

$h$  = altura do terrapleno

$K$  = coeficiente de empuxo

Em geral serão utilizados, nos cálculos, empuxo em repouso para muros rígidos tipo gravidade, com fundação em rocha, e empuxo ativo para muros rígidos com fundação em solo ou muros esbeltos com fundação em rocha.

Para o cálculo do Coeficiente de Empuxo em Repouso será empregada a fórmula:

$$K = 1 - \text{sen } \phi$$

### 6.3.5 Cargas de Vento

Para as cargas de vento, aplicar-se-á o disposto na NBR-6123 suplementada, sempre que necessário, por outras normas autorizadas. Em qualquer caso, porém, estas cargas não deverão ser inferiores a 1,25 kN/m<sup>2</sup>.

### 6.3.6 Cargas Sísmicas

Nas análises de estabilidade e de tensões das estruturas de concreto massa ou CCR, será prevista a ocorrência momentânea de abalos sísmicos, provocando esforços adicionais nessas estruturas, adotando-se para sua aceleração o valor 0,05 g (g = aceleração da gravidade), para as Condições de Carregamento Limites (vide item 9.4)

Pelo fato de a área de projeto situar-se em zona de baixa sismicidade, a consideração da carga sísmica será feita de maneira simplificada. Não serão considerados efeitos sísmicos no dimensionamento das estruturas de concreto armado.



## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico

### 6.3.6.1 Efeito do Sismo na Massa de Concreto da Estrutura

- a) esforço horizontal  $F_{hs} = 0,05 P_c$   
b) esforço vertical  $F_{vs} = \pm 0,05 P_c$

ambos os esforços atuando simultaneamente.

### 6.3.6.2 Efeito do Sismo na Massa de Rocha Subjacente

- a) esforço horizontal  $F_{hs} = 0,05 P_r$   
b) esforço vertical  $F_{vs} = - 0,05 P_r$

### 6.3.6.3 Esforços Hidrodinâmicos

Será considerada apenas a componente horizontal do esforço hidrodinâmico da massa d'água de montante, provocado pela aceleração horizontal. Esse esforço poderá ser calculado pela fórmula de Zanger e ábacos correspondentes.

As subpressões atuantes na estrutura e fundação não serão majoradas pelos sismos.

## 6.3.7 Cargas Hidrodinâmicas

### 6.3.7.1 Transientes Hidráulicos

Cargas devidas ao fechamento ou abertura de comportas ou válvulas e à partida ou parada de turbinas e bombas devem ser obtidas pela análise de transientes hidráulicos.

A sobrelevação de pressão hidrostática nos condutos forçados será admitida com 30% da altura hidrostática máxima na entrada da caixa espiral, decrescendo linearmente ao longo da projeção horizontal do eixo do conduto forçado até zero, na comporta da tomada d'água.

### 6.3.7.2 Outras Cargas

Também devem ser considerados os efeitos de cargas hidrodinâmicas em curvas, transições convergentes ou divergentes e em outros casos que ocasionem uma mudança na velocidade ou na direção do escoamento.

### 6.3.7.3 Ação da Temperatura e Retração

Deverão ser adotadas as seguintes variações de temperatura no projeto das estruturas de concreto armado:

- + 10°C em torno da média para elementos estruturais leves expostos;
- + 5°C em torno da média para elementos estruturais pesados ou para elementos estruturais protegidos;
- + 2,5°C em torno da média para peças de grandes dimensões, não expostas ao ar livre.

Os efeitos da retração para estruturas leves de concreto armado devem ser admitidos como equivalentes a uma queda de 15°C na temperatura.

A determinação da armadura será feita, em cada caso, através de análises que considerem as características térmicas e de fluência do concreto.

## 6.3.8 Ação do Calor de Hidratação

Os valores das tensões de tração, provocadas pelo resfriamento após a geração do calor de hidratação, serão definidos com base na altura das camadas de concretagem, no intervalo de tempo de lançamento e na temperatura do concreto no instante da concretagem.



## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico

---

### 6.4 Condições de Carregamento

#### 6.4.1 Geral

A estabilidade das estruturas será analisada para as seguintes classes de carregamento:

- Condições de Carregamento Normais (CCN) - Abrangendo todas as combinações de carga possíveis durante a operação normal e manutenção de rotina, sob condições hidrológicas médias;
- Condições de Carregamento Excepcionais (CCE) - Abrangendo as combinações de carga possíveis, entretanto estatisticamente infreqüentes, durante a operação e durante os trabalhos principais de manutenção;
- Condições de Carregamento Limites (CCL) - Abrangendo as combinações altamente improváveis de eventos excepcionais durante os períodos de construção e de operação, devido a sobrecarregamentos, enchentes catastróficas, mau funcionamento de equipamentos e erros humanos.
- Condições de Carregamento de Construção (CCC) - Abrangendo as combinações possíveis de carregamento dos equipamentos de construção, cargas temporárias para a instalação e montagem de equipamentos e operação de estruturas incompletas.

#### 6.4.2 Condições de Carregamento Normais (CCN)

Incluirão as cargas indicadas no item 9.3, particularmente nas seguintes condições:

- Subpressões, considerando-se o sistema de drenagem sempre operante;
- Efeito sísmico desprezado;
- Condições médias de temperatura, quando considerada.

#### 6.4.3 Condições de Carregamento Excepcionais (CCE)

Incluirão as cargas de projeto indicadas no item 9.3, particularmente nas seguintes condições:

- Subpressões, considerando-se o sistema de drenagem operante;
- Efeito sísmico desprezado.

#### 6.4.4 Condições de Carregamento Limites (CCL)

Incluirão as cargas de projeto indicadas no item 9.3, particularmente nas seguintes condições:

- Subpressões, considerando-se o sistema de drenagem operante, com carga sísmica correspondente a 0,05g.
- Subpressões, considerando-se o sistema de drenagem inoperante, com efeito sísmico desprezado.

#### 6.4.5 Condições de Carregamento de Construção (CCC)

Incluirão, entre outros, os seguintes casos:

- Condições normais de carregamento em estruturas incompletas, conforme for apropriado a cada caso em particular;
- Cargas de equipamentos de construção e de montagem;
- Cargas devidas a ancoragens provisórias para guinchos, guindastes ou dispositivos de levantamentos de carga ou similares;



## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico

- Pressões de injeção em juntas e revestimento;
- Pressões de concretagens contra estruturas;
- Cargas móveis excepcionais, devidas à movimentação e montagem de equipamentos;
- Cargas devidas a testes de equipamentos permanentes;
- Cargas hidrostáticas e subpressões anormais, devidas a esvaziamentos temporários.

### 6.4.6 Condições Adicionais

No dimensionamento das estruturas poderão ser adotadas condições de carregamento adicionais, para levar em conta situações acidentais e específicas.

## 6.5 Projeto Estrutural

### 6.5.1 Análises de Estabilidade

As análises de estabilidade deverão abranger todos os elementos estruturais, sob todas as condições de carregamento, de modo a garantir:

- A segurança ao deslizamento, em qualquer plano da fundação e do contato estrutura-fundação;
- A segurança à flutuação;
- A segurança ao tombamento ou a verificação de que as tensões de tração e de compressão não ultrapassem os valores admissíveis especificados.

#### 6.5.1.1 Verificação da Segurança ao Deslizamento

A segurança ao deslizamento das estruturas será verificada através do cálculo do Fator de Segurança ao Deslizamento (FSD), de acordo com a seguinte fórmula:

$$FSD = \frac{(\sum F_v - U) \cdot \left( \frac{tg\phi}{\gamma\phi} \right) + \left( \frac{c}{\gamma c} \right) \cdot A}{\sum F_h}$$

onde:

$\sum F_v$  = somatória de todas as forças ativas (não incluindo-se a subpressão), normais à superfície de deslizamento;

$U$  = força resultante das subpressões;

$tg\phi$  = coeficiente de atrito ao longo da superfície de deslizamento;

$\gamma\phi$  = coeficiente de minoração da resistência relativo ao atrito;

$c$  = coesão média efetiva ao longo da superfície de deslizamento;

$\gamma c$  = coeficiente de minoração de resistência relativo à coesão;

$A$  = área efetiva comprimida no contato de deslizamento.

Serão adotados os seguintes valores de  $\gamma\phi$  e  $\gamma c$  para as condições de carregamento já definidas, aplicados a valores conservativos das resistências (correspondendo ao quantil de 5%, no caso de número grande de dados):



## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico

	<b>CCN</b>	<b>CCE</b>	<b>CCL</b>	<b>CCC</b>
$\gamma\phi$	1,5 (1,4)	1,3	1,1	1,3
$\gamma_c$	4 (3)	3	2	3

Os valores entre parênteses, indicados na tabela acima, referem-se à condição de bom conhecimento dos parâmetros de resistência.

No caso de barragens de concreto, em princípio, a colaboração da rocha a jusante não será levada em conta, sendo considerada como margem de segurança. Em casos específicos, essa colaboração poderá ser considerada na forma de um empuxo passivo mobilizado, minorado pelos coeficientes  $\gamma\phi$  e  $\gamma_c$ , desde que seja analisado o comportamento global do conjunto estrutura - fundação e sejam obedecidas as deformações admissíveis desse conjunto.

Da mesma forma, nos casos de análises de estabilidade ao longo da descontinuidade da fundação, será admitida a existência de fissura vertical, junto ao pé de montante da estrutura, aprofundando-se até o nível da descontinuidade, ao longo da qual atua a pressão hidrostática total. Casos particulares, em que a descontinuidade localizar-se muito abaixo do nível de escavação, serão definidos através de estudos específicos.

### 6.5.1.2 Verificação da Segurança à Flutuação

A segurança à flutuação é definida pela relação entre a somatória das forças gravitacionais e a força de subpressão, através do coeficiente de segurança seguinte:

$$\gamma_f = \Sigma F_v / U$$

Nas análises, as forças gravitacionais deverão incluir as cargas permanentes mínimas das estruturas, o peso próprio do equipamento permanente, se instalado, e de lastros (água ou aterro), se utilizados durante determinados estágios de construção, desprezando-se qualquer contribuição devida à coesão e ao atrito lateral entre paredes adjacentes. Todas as cargas acidentais não permanentes deverão ser desconsideradas. Serão adotados os seguintes valores mínimos de  $\gamma_f$  para as condições de carregamento já definidas:

	<b>CCN</b>	<b>CCE</b>	<b>CCL</b>	<b>CCC</b>
$\gamma_f$	1,2	1,1	1,1	1,1

### 6.5.1.3 Verificação da Segurança ao Tombamento

A segurança ao tombamento é definida pela relação entre o momento estabilizador e o momento de tombamento, referido a uma linha de rotação estabelecida:

$$\gamma_t = M_{stab} / M_{tomb}$$

A verificação ao tombamento não será aplicada para as estruturas maciças principais; será aplicada só para as estruturas secundárias ou esbeltas.

Serão adotados os seguintes valores de  $\gamma_t$  para as condições de carregamento definidas:

	<b>CCN</b>	<b>CCE</b>	<b>CCL</b>	<b>CCC</b>
$\gamma_t$	1,5	1,4	1,2	1,3



## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico

### 6.5.2 Análise de Tensões

As análises de tensões serão executadas para todas as estruturas de concreto massa, fundações e elementos de concreto armado, atendendo às condições de carregamento específicas, com o objetivo de verificar, onde for aplicável:

- segurança contra ruptura estrutural ou deformação excessiva;
- níveis médios de tensões, distribuição de tensões e tensões máximas localizadas;
- atendimento quanto aos níveis de tensões admissíveis.

#### 6.5.2.1 Tensões Admissíveis no Terreno de Fundação

A tensão admissível no terreno será obtida a partir da seguinte relação:

$$\sigma_{adm} = \frac{\text{resistência à compressão}}{\text{coeficiente de segurança}}$$

A resistência à compressão da fundação será determinada a partir dos resultados dos ensaios *in situ* e de laboratório realizados.

Os coeficientes de segurança a serem adotados serão os seguintes:

Condição de Carregamento	Coeficiente de Segurança
Normal	4
Excepcional	2,7
Limite	1,3

#### 6.5.2.2 Análise de Tensões para Concreto Estrutural

As análises de tensões para o concreto estrutural (armado) seguirão os métodos prescritos nas Normas, os quais serão suplementados por novas diretrizes e/ou critérios específicos, utilizados pela Projetista no decorrer do desenvolvimento do projeto. Os resultados dos ensaios em modelos estruturais, físicos ou matemáticos, sempre que forem aplicáveis, serão levados em consideração.

#### 6.5.2.3 Análise de Tensões em Estruturas de Concreto Massa ou CCR

- Geral

As análises de tensões para as estruturas de concreto massa seguirão o método clássico baseado na conservação das seções planas e no equilíbrio geral entre as forças solicitantes e as resultantes das tensões (distribuídas linearmente). Entretanto, o método clássico deverá, sempre que for necessário, ser suplementado através de estudos especiais efetuados em modelos matemáticos.

As análises de tensões em corpos maciços deverão incluir, onde forem aplicáveis, os efeitos de retração e temperatura, o peso das massas superpostas e os efeitos dos diagramas de subpressão especificados.

- Verificação pelo Método das Tensões Admissíveis

Em geral, as tensões principais I e II atuantes nas estruturas de concreto massa deverão obedecer aos seguintes limites:



## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico

- Para compressão:  $f_{ck} / \gamma$
- Para tração:  $f_{tk} / \gamma$

com:  $\gamma = 3,0$  (CCN),  $2,0$  (CCE) e  $1,0$  (CCL).

- Verificação pelo Círculo de *Mohr*

Em casos particulares poderá ser adotada a verificação através do círculo de *Mohr*, analisando-se o estado duplo de tensões em relação à envoltória dos círculos resistentes para o material em questão. Para esta envoltória, pode ser adotada a reta de Coulomb.

- Verificação das Tensões na Face de Montante das Estruturas

Para a verificação das tensões na face de montante das estruturas aplicar-se-á o seguinte critério:

A tensão na face de montante da barragem, para a seção considerada, calculada sem levar em conta a subpressão interna, deverá ser igual ou superior à tensão normal vertical mínima determinada através da expressão abaixo, a qual considera a tensão admissível à tração do concreto na junta entre as camadas de concretagem:

$$\sigma_{v,\min} = \eta \cdot \gamma_a \cdot h - \sigma_{t,\text{adm}}$$

onde,

$\sigma_{v,\min}$  = tensão normal vertical mínima na face de montante

$\eta$  = fator de redução que leva em conta a existência de drenos

$\gamma_a$  = peso específico da água

$h$  = profundidade da seção considerada, em relação ao nível d'água do reservatório

$\sigma_{t,\text{adm}}$  = tensão admissível à tração do concreto, nas juntas

Será adotado  $\eta = 1,0$  quando não existirem drenos (ou estes forem considerados inoperantes); quando existirem drenos será adotado  $\eta = 0,4$ .

A tensão admissível à tração do concreto,  $\sigma_{t,\text{adm}}$ , será obtida através da resistência característica do concreto à tração  $f_{tk}$ , afetada do coeficientes de minoração  $\gamma$  abaixo indicados:

$\gamma = 3,0$  para a condição de carregamento normal

$\gamma = 2,0$  para a condição de carregamento excepcional

$\gamma = 1,0$  para a condição de carregamento limite

Como critério geral adotar-se-á para a resistência característica  $f_{tk}$ , nas juntas de concretagem, 50% do valor correspondente à resistência característica do concreto fora da junta.

Para a resistência à tração na junta entre a estrutura e a fundação, será admitido o mesmo valor adotado para as juntas entre as camadas de concretagem.

Para as condições de carregamento normais  $\sigma_{v,\min}$  não deverá ser inferior a zero. Deve-se admitir a ocorrência de trinca na face da montante da seção considerada, quando a tensão calculada nesta face for menor que  $\sigma_{v,\min}$ , obtida da expressão apresentada com coeficiente de minoração  $\gamma = 1,0$ , para as condições de carregamento limites.

A estrutura será considerada segura, para estas condições de carregamento, se após a trinca ter sido incluída, as tensões na estrutura não ultrapassarem os valores especificados e for mantida a estabilidade ao deslizamento, considerando-se apenas a região não trincada.



## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico

Os valores de subpressões na fissura deverão ser admitidos nulos quando a abertura desta for provocada por sismo.

### 6.5.3 Dimensionamento Estrutural

Em todas as peças esbeltas de concreto estrutural o dimensionamento será feito pelo método dos estados limites últimos, de acordo com a NBR- 6118, capítulo 4. Entretanto, para estruturas de grandes dimensões, que são geralmente fracamente armadas, a armadura mínima será determinada em função das tensões em serviço do aço.

### 6.5.4 Disposições Construtivas

#### 6.5.4.1 Armadura Contra Retração

A armadura mínima dos elementos de concreto será determinada para resistir a eventuais tensões devidas à retração ou para diminuir a abertura de fissuras por ela provocadas.

Nos casos especiais, não previstos nas normas brasileiras, deverão ser utilizadas as armaduras mínimas especificadas a seguir:

- Lajes Expostas Concretadas Contra a Rocha

As lajes devem ser consideradas inteiramente fixas na rocha, requerendo armação somente na face superior. A armadura mínima na face exposta deverá ser adotada igual a 0,2 % da área de concreto nas duas direções, mas não mais que os seguintes valores:

- Ø 25 mm cada 30 cm (16,6 cm<sup>2</sup>/m) para lajes expostas a fluxo d'água;
- Ø 20 mm cada 30 cm (10,5 cm<sup>2</sup>/m) para lajes expostas a pressões de percolação;

- Paredes Concretadas Contra a Rocha

As superfícies expostas deverão ser armadas contra as tensões de retração decorrentes da fixação produzida pela superfície da rocha. Na face exposta deverá ser adotada uma taxa mínima de 0,25%, não maior que uma barra de Ø20 mm a cada 30 cm, em cada direção.

Para a armação da face em contato com a rocha, será adotada uma taxa mínima de 0,15%, não maior que uma barra de Ø20 mm cada 30 cm em cada direção, exceto nos casos especiais onde se tenha ancoragem na rocha.

- Paredes do Primeiro Estágio de Construção

As paredes do primeiro estágio de construção, as quais receberão o concreto de segundo estágio, a ser colocado posteriormente, serão armadas com um mínimo de uma barra de Ø20 mm cada 30 cm, em cada direção e em ambas as faces.

## 7 . MEMORIAIS DE CÁLCULO

### 7.1 Hidráulica

#### 7.1.1 Dimensionamento dos Canais

$$Q = 20 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$i = 0,0001 \text{ m/m}$$

$$n = 0,015 \text{ s/m}^{1/3}$$





## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico

$$Q = SV = S x \frac{1}{n} x R_H^{2/3} i^{1/2}$$

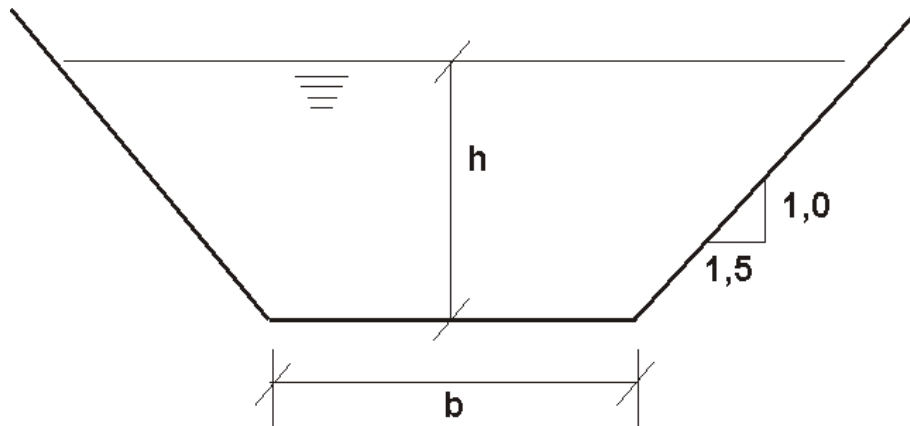


Figura 7.1

$$SR_H^{2/3} = \frac{nQ}{i^{1/2}} = \frac{0,015 x 20}{0,0001^{1/2}} = 30$$

Para  $b = 3 \text{ m}$

$h = 2,95 \text{ m}$

$$S = h(b + 1,5h) = 2,95(3 + 1,5x2,95) = 31,9 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2\sqrt{1,5xh^2 + h^2} = 3 + 2\sqrt{1,5x2,95^2 + 2,95^2} = 13,64 \text{ m}$$

$$R_H = \frac{S}{P} = \frac{21,9}{13,64} = 1,61 \text{ m}$$

$$SR_H^{2/3} = 21,9x1,61^{2/3} = 30,03$$

$$\text{Verificação: } Q = 21,9x \frac{1}{0,015} x 1,61^{2/3} x 0,0001^{1/2} = 20,06 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{20,06}{21,9} = 0,92 \text{ m} / \text{s}$$

### 7.1.2 Dimensionamento dos Aquedutos

$$Q = 20 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$i = 0,0004 \text{ m/m}$$

$$n = 0,015 \text{ s/m}^{1/3}$$

$$Q = SV = S x \frac{1}{n} x R_H^{2/3} i^{1/2}$$



## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico

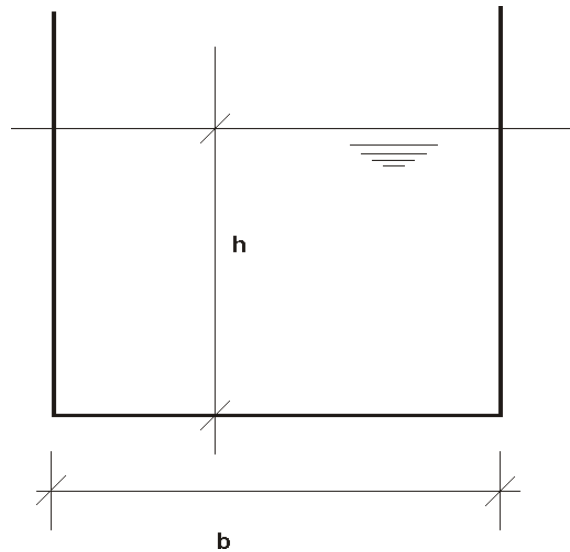


Figura 7.2

$$SR_H^{2/3} = \frac{nQ}{i^{1/2}} = \frac{0,015 \times 20}{0,0004^{1/2}} = 15$$

Para  $b = 4,38 \text{ m}$

$h = 2,95 \text{ m}$

$$S = b \times h = 4,38 \times 2,95 = 12,92 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2h = 4,38 + 2 \times 2,95 = 10,28 \text{ m}$$

$$R_H = \frac{S}{P} = \frac{12,92}{10,28} = 1,26 \text{ m}$$

$$SR_H^{2/3} = 12,92 \times 1,26^{2/3} = 15,05$$

$$Q = 12,92 \times \frac{1}{0,015} \times 1,26^{2/3} \times 0,0004^{1/2} = 20,10 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{20,10}{12,92} = 1,56 \text{ m} / \text{s}$$

### 7.1.3 Dimensionamento dos Túneis

$$Q = 20 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$i = 0,0004 \text{ m/m}$$

$$n_f = 0,015 \text{ s/m}^{1/3} \text{ – rugosidade fundo}$$

$$n_c = 0,035 \text{ s/m}^{1/3} \text{ – rugosidade paredes}$$

$$n = 0,028 \text{ s/m}^{1/3} \text{ – rugosidade equivalente}$$

$$D = H = 5,35 \text{ m}$$



## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico

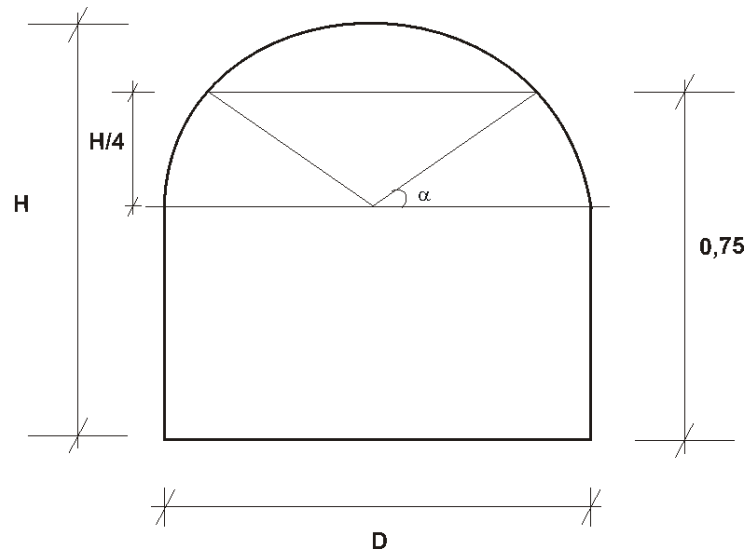


Figura 7.3

$$S = 0,739D^2 \text{ - área hidráulica}$$

$$P = 2,524D \text{ - Perímetro molhado}$$

$$R_H = 0,293D \text{ - Raio hidráulico}$$

$$Q = S x \frac{1}{n} x R_H^{2/3} i^{1/2}$$

$$S = 0,739 x 5,35^2 = 21,15 \text{ m}^2$$

$$R_H = 0,293 x 5,35 = 21,15 \text{ m}^2$$

$$Q = 21,15 x \frac{1}{0,028} x 1,57^{2/3} x 0,0004^{1/2} = 20,39 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$V = \frac{2039}{21,15} = 0,96 \text{ m} / \text{s}$$

### 7.1.4 Estrutura de Controle na saída do Reservatório de Caiçara

$$Q = 20 \text{ m}^3/\text{s} \quad n = 0,015 \text{ s/m}^{1/3}$$

$$Q_1 = \frac{20}{2} = 10 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Para  $h = 4 \text{ m}$

$$L = 3,4 \text{ m}$$

$$S_1 = 4 x 3,40 = 13,6 \text{ m}^2$$

$$P_1 = 3,4 + 2 x 4 = 11,4$$

$$R_H = 1,19 \text{ m}$$

$$Q = 13,6 x \frac{1}{0,015} x 1,19^{2/3} x 0,0001^{1/2} = 10,18 \text{ m}^3 / \text{s}$$



## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico

$$V = \frac{10,18}{13,6} = 0,75 \text{ m/s ; no vão das comportas}$$

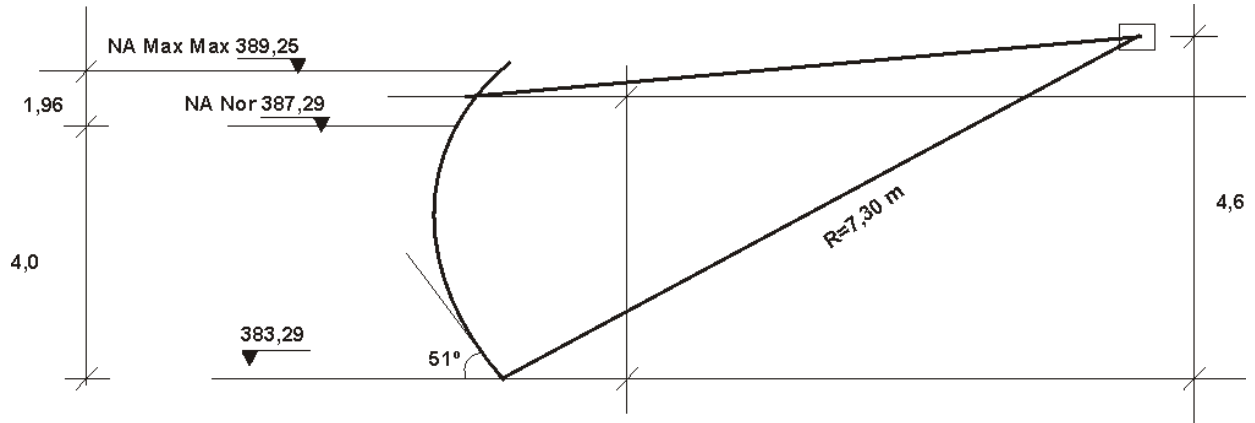


Figura 7.4

$$R = \frac{4,6}{0,63} = 7,3 \text{ m}$$

$$\frac{H_c}{L_c} = 1,85$$

$e = 1 \text{ m}$  espessura do pilar

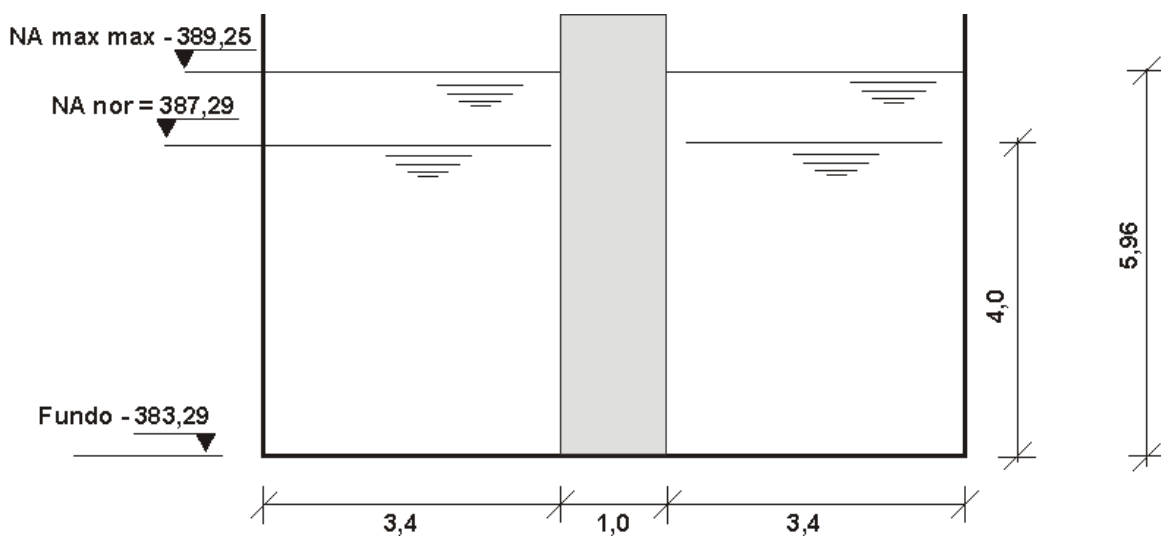


Figura 7.5



## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico

NA Max Max 389,25

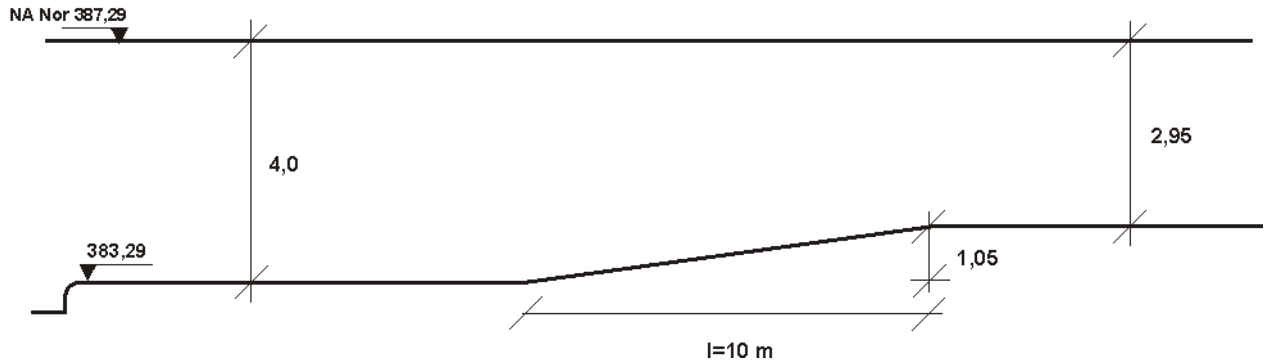


Figura 7.6

### 7.1.5 Dimensionamento das Comportas de Angicos

$$Q = 20 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n = 0,015 \text{ s/m}^{1/3}$$

$$Q_l = \frac{20}{2} = 10 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Para  $h = 4 \text{ m}$

$$L = 3,4 \text{ m}$$

$$S_1 = 4 \times 3,40 = 13,6 \text{ m}^2$$

$$P_1 = 3,4 + 2 \times 4 = 11,4$$

$$R_H = 1,19 \text{ m}$$

$$Q = 13,6 \times \frac{1}{0,015} \times 1,19^{2/3} \times 0,0001^{1/2} = 10,18 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$V = \frac{10,18}{13,6} = 0,75 \text{ m} / \text{s} ; \text{ no vão das comportas}$$

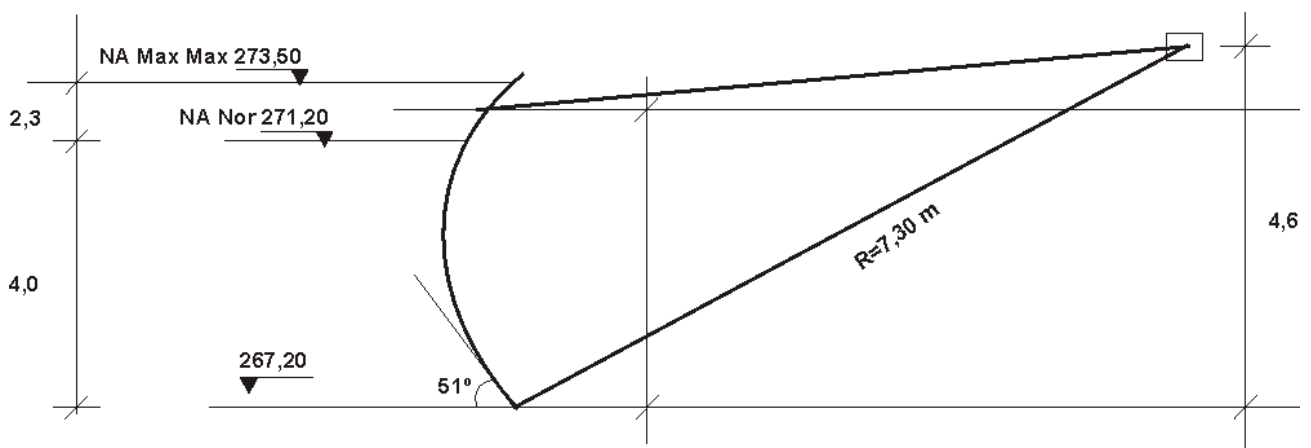


Figura 7.7

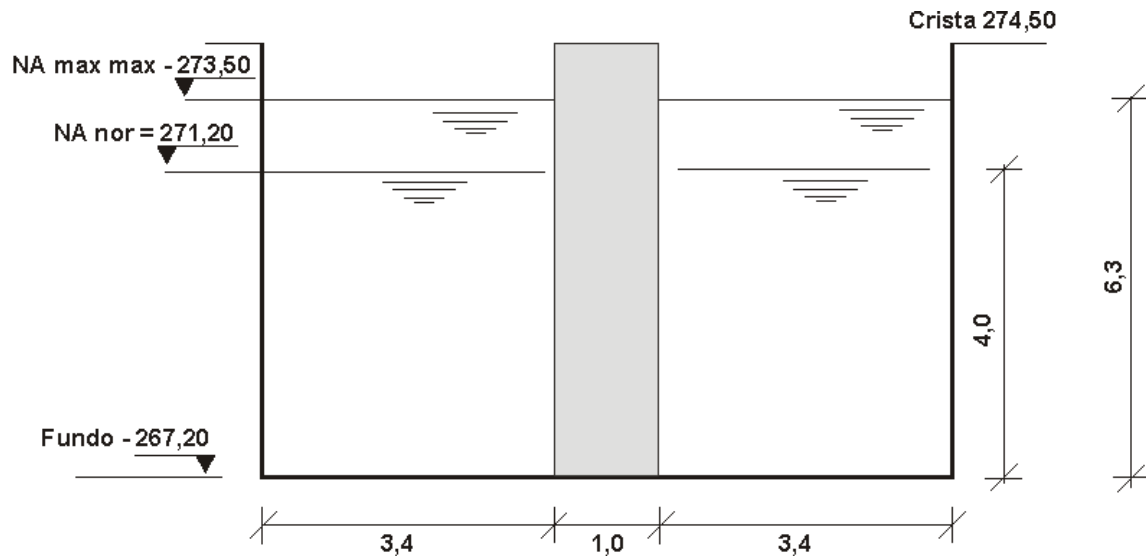


## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico

$$R = \frac{4,6}{0,63} = 7,3 \text{ m}$$

$$\frac{H_C}{L_C} = 1,85$$

$e = 1 \text{ m}$  espessura do pilar



**Figura 7.8**

Nota: O leito do rio a jusante das comportas deverá ser regularizado.

### 7.1.6 Dimensionamento do Vertedouro

Estudos de Viabilidade

R23 – Dimensionamento das Obras Principais de Terra e Rocha – Tomo 2 – Engecorps / Harza – Março/2000.

Vertedouro

Tipo – Canal Vertedouro Escovado na Encosta (soleira em pedra argamassada)

Largura – 59 m

$Q_{\text{max. cfl}} = 242 \text{ m}^3/\text{s}$  – TR = 1.000 anos

$C = 1,71$  adotado

Para estas condições tem-se

$$Q = CLH^{3/2}$$

$$H = \left[ \frac{Q}{CxL} \right]^{2/3} = \left[ \frac{242}{1,71 \times 59} \right]^{2/3} = 1,79 \text{ m} \cong 1,8 \text{ m}$$

Considerando-se a largura do vertedouro  $L = 59 \text{ m}$ , haverá necessidade das seguintes modificações na barragem de Angicos.

- Alterar o vertedouro de 0,50 m



## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico

- NA normal, coincidindo com a atual conta do Vertedouro
- A barragem passará a ser:

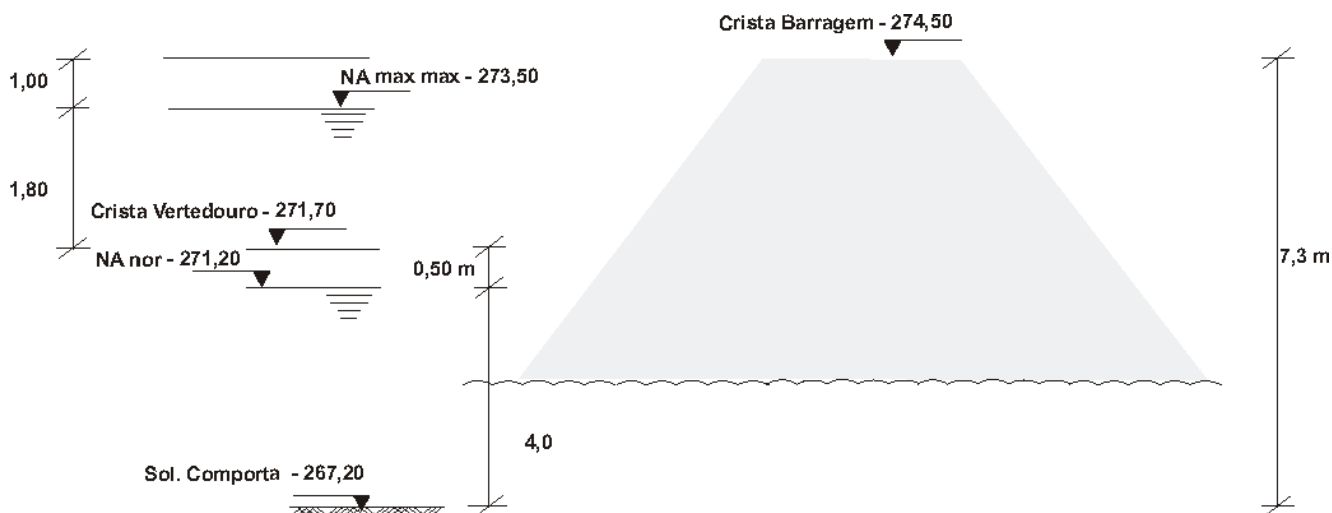


Figura 7.9

- Alçamento da Barragem – 1,43 m

### 7.1.7 Dissipação por degraus

Nas regiões com declive acentuado foram incorporados degraus de dissipação, com uma configuração específica para adaptação no terreno.

As linhas d'água e remansos foram estudadas por meio de modelo hidrodinâmico desenvolvido na FUNCATE, de forma a subsidiar os projetos hidráulico e geométrico subsequentes. As linhas d'água resultantes desses estudos estão apresentadas, escada por escada, no **Anexo I**.

O dimensionamento dos canais com degraus foi feito adotando-se degraus de 0,5 m de altura e para simular as perdas de carga por atrito, pela implantação dos degraus, foi adotado como coeficiente de rugosidade de Manning.

$$n = 0,025 \text{ s/m}^{1/3}$$

A altura supercrítica do canal de declividade mais acentuada, foi calculada pela fórmula de Manning, partindo, inicialmente da determinação da altura crítica do canal de montante na seção de inflexão com o canal com degraus.

Ao final de cada canal com degraus, foram calculados os ressaltos hidráulicos para definir as características de funcionamento hidráulico.

A partir da análise dos resultados obtidos, foram estudadas na bacia de dissipação, vertedouros de parede espessa, o qual permitirá um escoamento mais tranquilo nas estruturas subsequentes.

Os cálculos foram feitos conforme a seguir indicados.

- Altura Crítica

$$\frac{Q}{\sqrt{g}} = S \sqrt{\frac{S}{L}}$$



## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico

Q – vazão m<sup>3</sup>/s

g – 9,81 m/s<sup>2</sup> - aceleração da gravidade

S=h(b+1,5h) – m<sup>2</sup> - seção hidráulica

L= b+2x1,5h – m – largura da superfície

h - h<sub>c</sub> - m

$$V_c = \sqrt{gD}$$

$$D = \frac{S}{L} - m - \text{altura eqüivalente}$$

– Altura supercrítica – h<sub>N</sub> = h<sub>1</sub> – m

$$Q = S \frac{1}{n} x R_H^{2/3} i^{1/2}$$

$$S R_H^{2/3} = \frac{nQ}{i^{1/2}}$$

S = h<sub>1</sub>(b + 1,5h<sub>1</sub>) - m<sup>2</sup> - área hidráulica

P = b + 2√(1,5h<sub>1</sub><sup>2</sup> + h<sub>1</sub><sup>2</sup>) - perímetro molhado, m

$$R_H = \frac{S}{P} - \text{raio hidráulico, m}$$

i = inclinação – m/m

n – coeficiente de Manning

$$D = \frac{S}{L} - m - \text{altura equivalente}$$

$$V = \frac{Q}{S} - m/s - \text{velocidade}$$

– Número de Froude

$$F = \frac{V}{\sqrt{gD}}$$

– Altura Conjugada

h<sub>2</sub> – m

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \left( \sqrt{1 + 8F^2} - 1 \right)$$

– Comprimento da Bacia

Retirados de ábaco de F em função de  $\frac{C_b}{h_n} = a$

$$C_b = a x h_1 - m$$





## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico

Se  $h_2 < h$  ;  $h$  – nível d'água a jusante

O ressalto é submerso. Neste caso há necessidade de cálculo o grau de submergência do ressalto.

$$s = \frac{h - h_2}{h_2}$$

O comprimento do ressalto para estas condições é dado pela formula empírica.

$$C_s = (4,9x + 6,1)h_2$$

– Dimensionamento do Vertedouro

O vertedouro de parede espessa foi dimensionado para permitir um escoamento em regime uniforme no canal de jusante de cada trecho de inclinação mais acentuada.

O esquema desta estrutura está indicado abaixo:

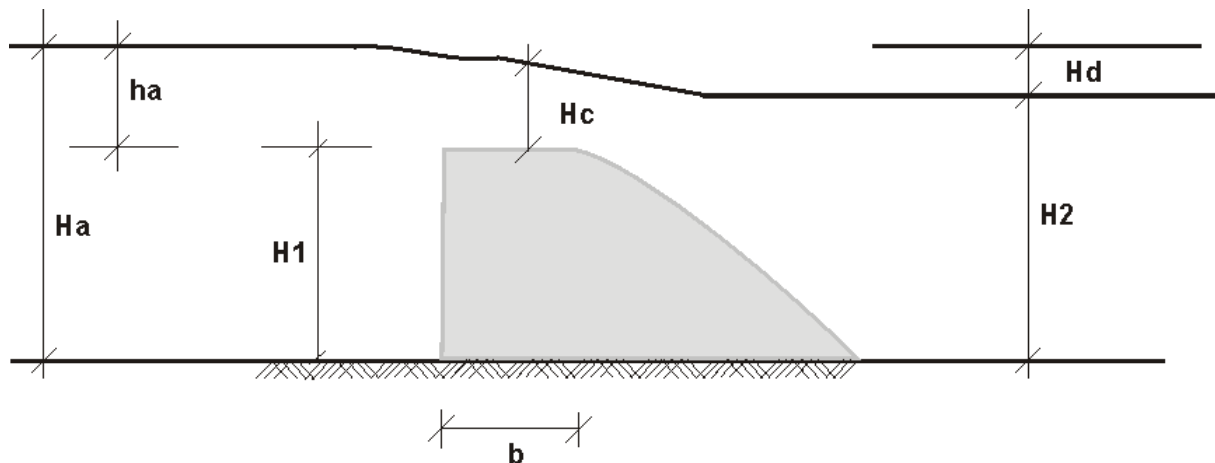


Figura 7.10

O funcionamento livre deste vertedouro é dado pelas seguintes condições:

$$\frac{H_d}{h_a} > 0,5 ; \quad \frac{H_2 - H_1}{h_a} < 0,5$$

$H_a$  – altura da lâmina d'água a montante do vertedouro m;

$h_a$  – altura d'água sobre o vertedouro m;

$H_c$  – altura crítica no vertedouro m;

$H_1$  – altura do vertedouro m;

$H_2$  – altura d'água a jusante do vertedouro m;

$H_d$  – diferença entre o NA de montante e de jusante do vertedouro m.

### 7.1.7.1 Equação do vertedouro para funcionamento livre

$$q = C_d \sqrt{2g} \left( H_a + \frac{V_a^2}{2g} \right)^{3/2}$$



## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico

$C_d$  – coeficiente do vertedouro –  $C_d=0,4$  adotado;

$$V_a = \frac{Q}{LH_a} - \text{velocidade a montante do vertedouro, m/s;}$$

L- largura do vertedouro, m;

$$q = \frac{Q}{L}, \text{ vazão específica, m}^3/\text{s/m;}$$

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} - \text{altura crítica, m;}$$

$$V_c = \sqrt{gy_c} - \text{velocidade crítica, m/s.}$$

– Espessura da Soleira

$$\text{Condição: } 0,08 \leq \frac{h_a}{b} \leq 0,50$$

b – espessura da soleira, m

$h_a$  – altura d'água a montante da soleira, m.

– Grau de submergencia corrigido

$$s' = \frac{H_a - h_2}{h_2}$$

– Comprimento do ressalto para  $s'$

$$C'_s = (4,9 \times s' + 6,1)h_2$$

### Quadro Resumo

Escada	Q m³/s	$h_c$ m	$V_c$ m/s	i m/m	n adotado s/m <sup>1/3</sup>	$h_n=h_1$ m	$V_{n1}$ m/s	$D = \frac{S}{L}$ m	F	$h_2$ m	$C_b$ m	$C_s$ m	$C'_s$ m	$C_{as}$ Adotado m
01	20	1,32	3,04	0,0233	0,025	0,97	4,63	0,73	1,73	1,94	9,22	16,78	20,46	21
02	20	1,32	3,04	0,0270	0,025	0,93	4,89	0,71	1,86	2,02	8,84	16,88	20,55	21
03	20	1,32	3,04	0,0313	0,025	0,89	5,18	0,68	2,01	2,12	8,9	17	20,67	21
04	20	1,32	3,04	0,0625	0,025	0,74	6,58	0,58	2,76	2,54	13,32	17,5	21,17	21
05	20	1,32	3,04	0,0333	0,025	0,88	5,26	0,67	20,05	2,15	9,68	17,04	20,7	21
06	20	1,32	3,04	0,0105	0,025	1,20	3,47	0,87	1,19	1,5	2,4	16,26	19,93	21
07	20	1,32	3,04	0,0278	0,025	0,92	4,96	0,70	1,89	2,05	8,28	16,92	20,59	21
08	20	1,32	3,04	0,0714	0,025	0,71	6,92	0,56	2,95	2,63	13,49	17,61	21,27	21
09	20	1,32	3,04	0,00146	0,025	1,98	1,69	1,32	0,47	--	--	--	--	21
10	20	1,32	3,04	0,0294	0,025	0,91	5,04	0,69	1,94	2,08	8,19	16,94	20,61	21
11	20	1,32	3,04	0,0313	0,025	0,89	5,18	0,68	2	2,12	8,9	17	20,67	21

$C_b$  – comprimento da bacia calculado pelos critérios normais; m

$C_s$  – comprimento da bacia funcionando afogado – Lencastre; m



## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico

$C'_s$  – Comprimento da bacia com a soleira de jusante; m – Lencastre

$C_{sA}$  - comprimento da bacia adotado para o projeto; m

– Cálculo de verificação para as vazões de 15, 10 e 5 m<sup>3</sup>/s

Os cálculos de verificação de funcionamento do vertedouro de parede espessa para as vazões acima indicadas, foram feitas seguindo os mesmos critérios já definidos anteriormente.

Na tabela a seguir está indicado o resumo destes estudos.

Q m <sup>3</sup> /s	H <sub>a</sub> m	h <sub>a</sub> m	V <sub>a</sub> m/s	q m <sup>3</sup> /s/m	h <sub>c</sub> m	V <sub>c</sub> m/s	h <sub>canal</sub> m	V <sub>canal</sub> m/s	q <sub>verif</sub> m <sup>3</sup> /s/m
20	3,7	1,3	0,74	2,72	0,87	3,13	2,95	0,91	2,71
15	3,48	1,08	0,59	2,04	0,75	2,72	2,58	0,85	2,04
10	3,23	0,83	0,42	1,36	0,57	2,37	2,12	0,76	1,36
5	2,93	0,53	0,23	0,68	0,36	1,88	1,5	0,63	0,69

- Paredes Expostas à Água

Onde a impermeabilidade se fizer necessária, será adotada uma taxa mínima de 0,25% da seção de concreto, em cada direção e em cada face, com um máximo de uma barra de Ø32 mm cada 30 cm.

– Juntas de Contração e de Construção

- Juntas de Contração

Serão especificadas em todos os casos onde for desejável assegurar a ação independente de estruturas adjacentes ou de partes das estruturas, a fim de limitar as tensões de retração e o aparecimento de fissuras.

- Juntas de Construção

Serão especificadas nos desenhos de formas e de armação. O posicionamento das juntas de construção será governado pela conveniência construtiva, redução da retração e alturas nominais das camadas.

– Vedajuntas

Serão do tipo *fugenband* e especificados em todos os desenhos onde a estanqueidade das juntas for necessária.

Cobrimento da Armadura

Serão adotados os seguintes cobrimentos mínimos para as barras da armadura:

- vigas e lajes internas: 2 cm;
- elementos secundários em contato com água, rocha ou terra: 3 cm;
- lajes e paredes em contato com água em alta velocidade: 10 cm.

Em qualquer caso, o cobrimento será, no mínimo, igual ao diâmetro da barra.



### 8 . REFERÊNCIAS

- BISHOP, A.W. (1955). “The use of slip circle in the stability analysis of slopes”, *Geotechnique* 5, pp 7-17.
- BROOKER, E.W., IRELAND, N.O. (1965) “Earth pressures at rest related to stress history”. *Canadian, Geotechnique J.Z.*, 1-15.
- CEDERGREN, H.R. - “Seepage, Drainage and Flow Nets”.
- CHOW, Ven Te - “Open Channel Hydraulics”
- COULOMB, C.A. (1776) “Essai sur une Application des Règles des maximis et minimis à quelques Problèmes de Statique Relatifs à l’Architecture”. *Mém. Acad. Roy des Sciences, Paris*, 3.
- CREAGER & JUSTIN - *Hydroelectric Handbook*
- CULMANN, C. (1875). “Die graphische Statik”. *Zunich, Meyr and Zeller*
- DAVIS & SORENSEN - “Handbook of Applied Hydraulics” - McGraw-Hill Book Company - Third Edition.
- GORDON J.L. - “Vortices at Intakes”, *Water Power*, April, 1970.
- Head Quarters, Department of Army - Office of the Chief of Engineers - “Hydraulic Design of Reservoir Outlet Structures”
- IDELCIK, I.E. (1969) “Memento des Pertes de Charge” - Eyrolles. Editeur Paris.
- INGOLD, T.S. (1979), “The effects of compaction on retaining walls”. *Geotechnique*, vol.29, n°. 3
- IZBASHI, S.V.; KHALDARE, Kh, Yu - “Hydraulics of River Channel Closure”.
- JÁKY, J. (1936) “Stability of earth slopes” *Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech. Found Eng. Cambridge, Mass.*
- KREY, H. and EHRENBERG (1936), “Erddruck Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes”, *Berlin, W. Ernst*, 5, Aufl.
- LENCASTRE, A - “Manual de Hidráulica Geral”
- LEVIN, L. “Formulaire des Conduites Forcées, Oléoducs et Conduits d’Aération”
- *Manual de Irrigação - Ministério da Integração Regional - Secretaria de Irrigação*, 1993.
- PETERKA, A.J. - U.S. Bureau of Reclamation - Eng. Mon. N. “Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators”
- RANKINE, W.J.M. (1857). “On the Stability of Loose Earth”, *Philosophical Transactions of the Royal Society, London*, vol. 147
- SAVILLE, T. Jr., McCLENDON, EW. & COCHRAN, A.L. - “Freeboard Allowances for Waves in Inland Reservoir” - Paper 3138 - *Journal of the Waterways and Harbors Division - Proceedings ASCE* Vol. 88 - N.WW2 - May 1962.
- SOP - Sistema de Orçamentos para Projeto e Obras da CODEVASF - março 1997.
- SPANGLER, M.G. and HANDRY, R.L. (1973) - “Soil Engineering”.
- SPENCER, E (1967) “A Method of Analysis of Stability of Embankments Assuming Parallel Inter-Slice Forces”, *Geotechnique*, vol. 17, n°. 1.



## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico

---

- TAYLOR, K. (1973) “Slope Protection on Earth and Rockfill Dams” - ICOLD, Madrid, 1973.
- U.S. Army Corps of Engineers - “Wave in Inland Reservoirs” (Summary Report on Civil Works Investigation Project CW-164 and CV-165). Beach Erosion Board - Technical Memorandum N. 132 - November, 1962B.
- U.S Army Engineer Waterways Experiment Station - Technical Report nº 6-8518, July 1959.
- U.S. Bureau of Reclamation - Design of Small Dams
- U.S. Bureau of Reclamation - Design Standard n. 6
- U.S. Corps of Engineers - “Hydraulic Design Criteria” ZANGAR, C.N. - U.S. Bureau of Reclamation - Eng. Mon. N. 11 - “Hydrodynamic Pressures on Dams due to Horizontal Earth-Quake Effects” - May 1952.

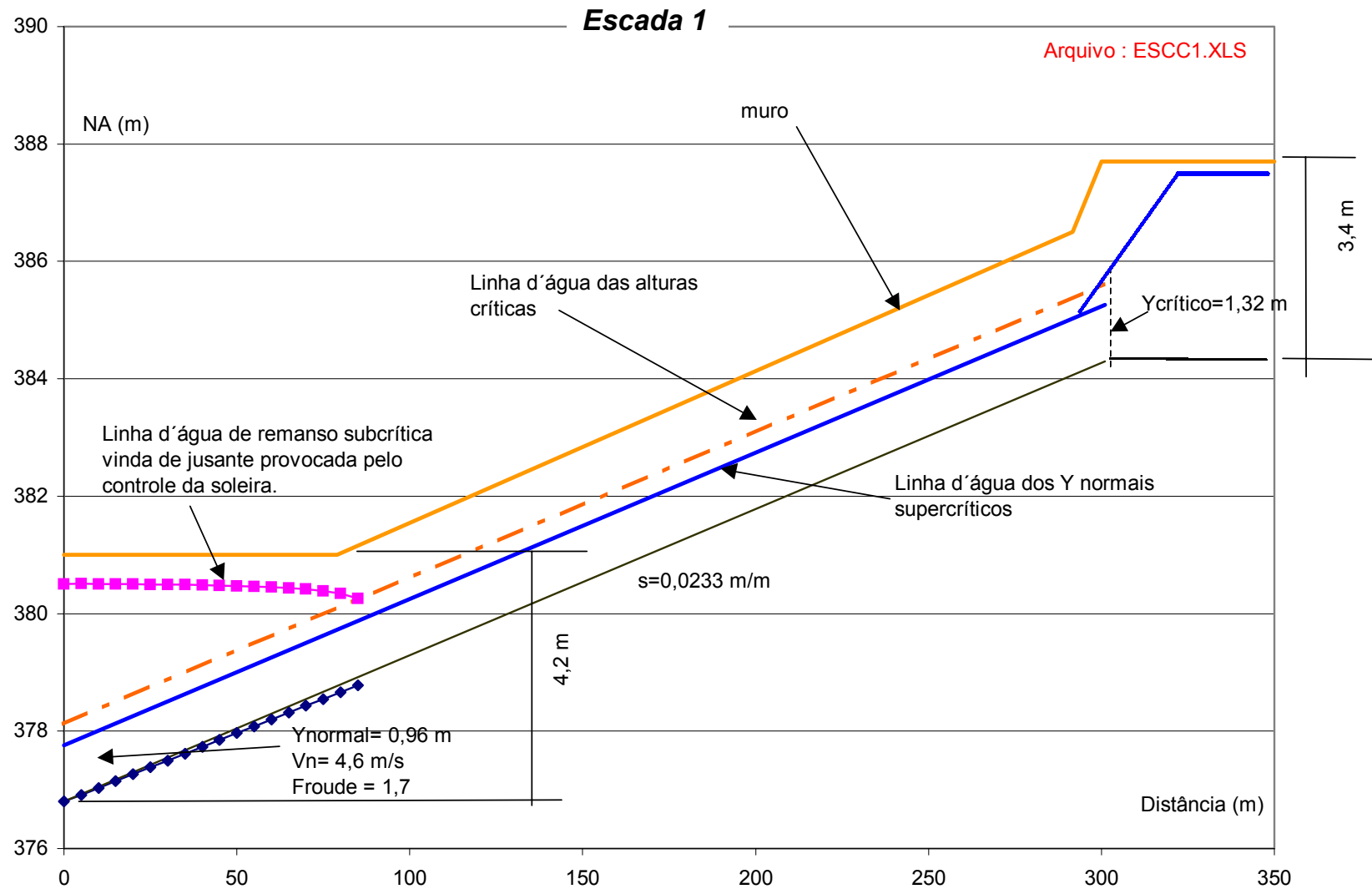


## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico

---

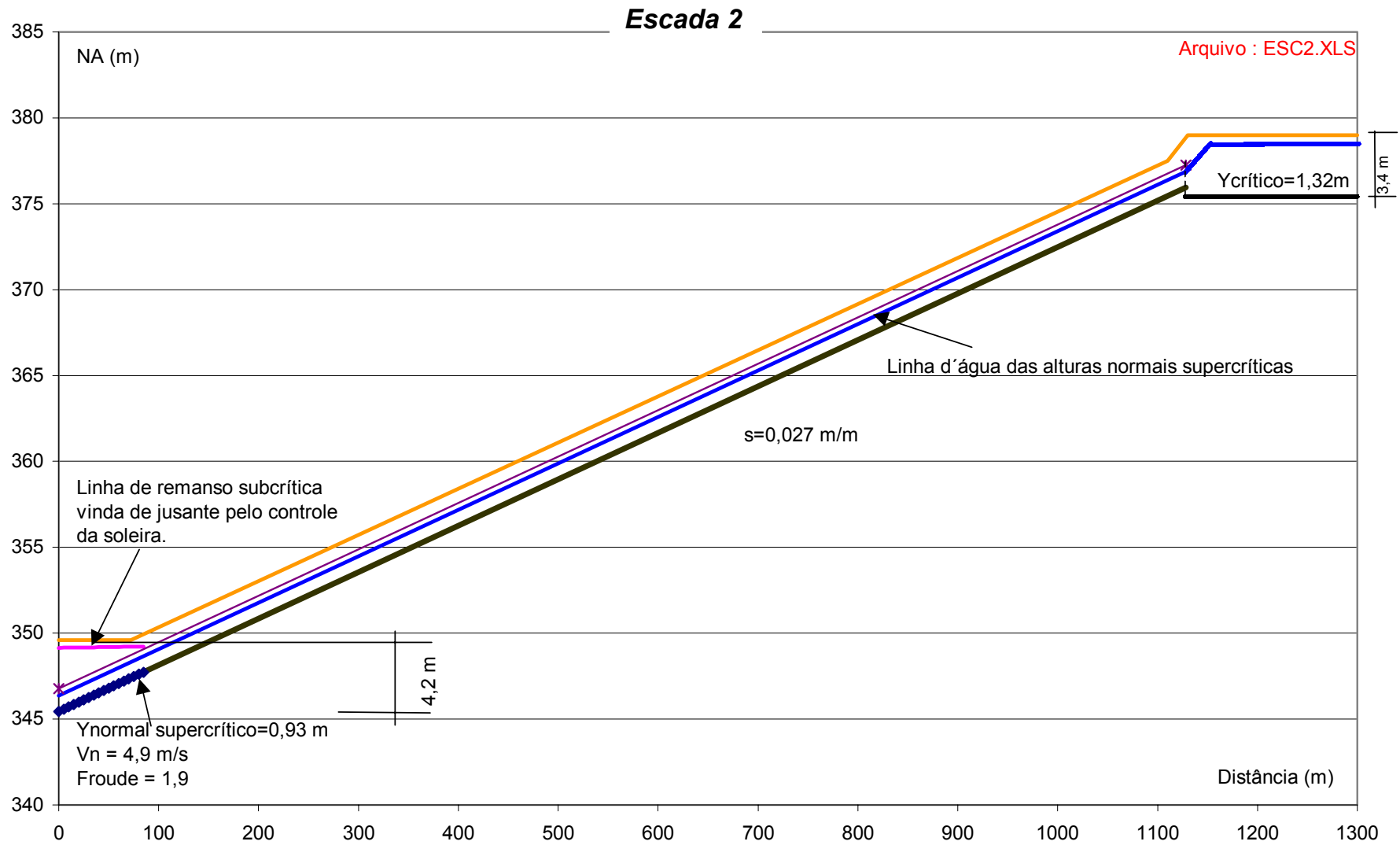


## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico





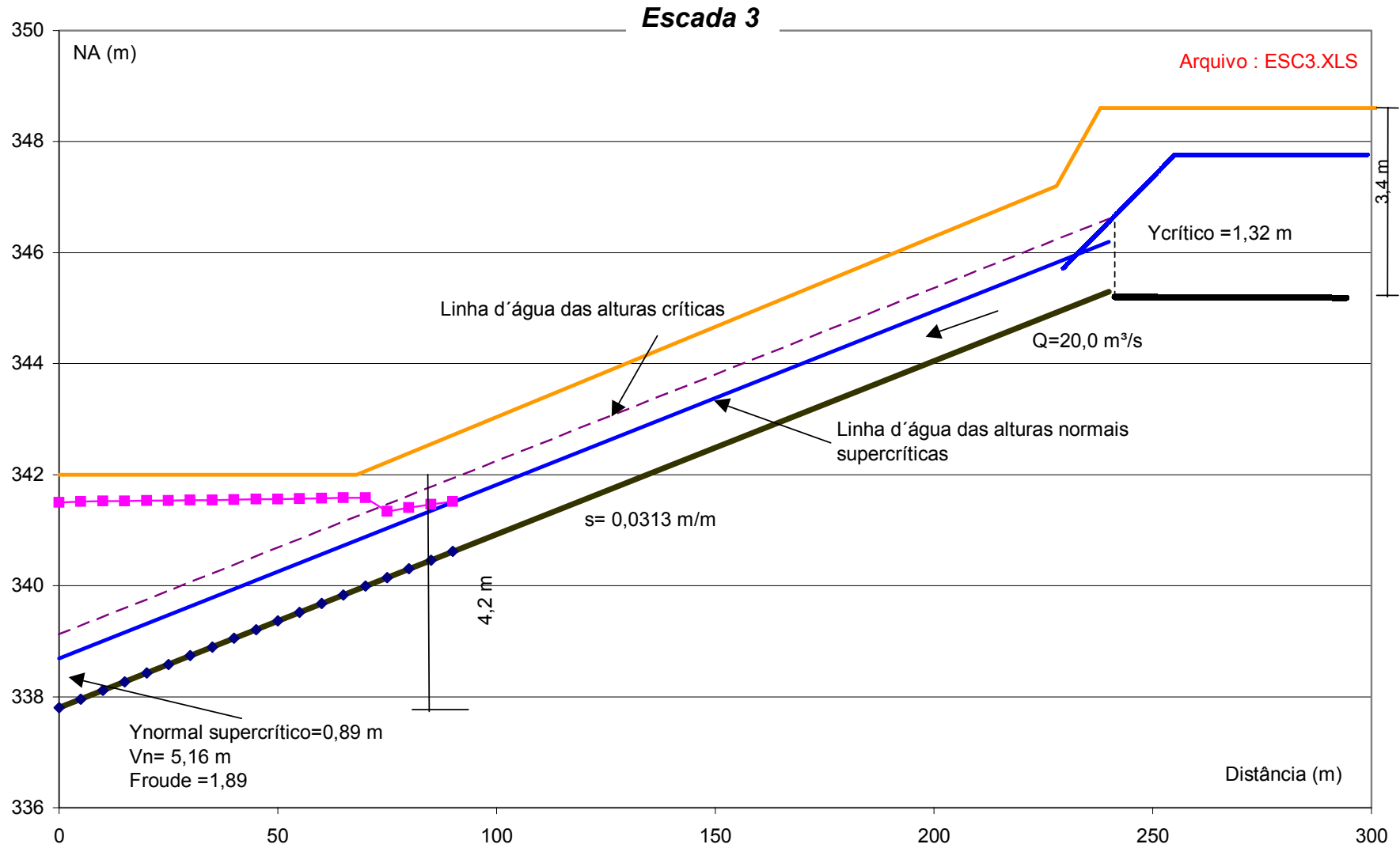
## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico





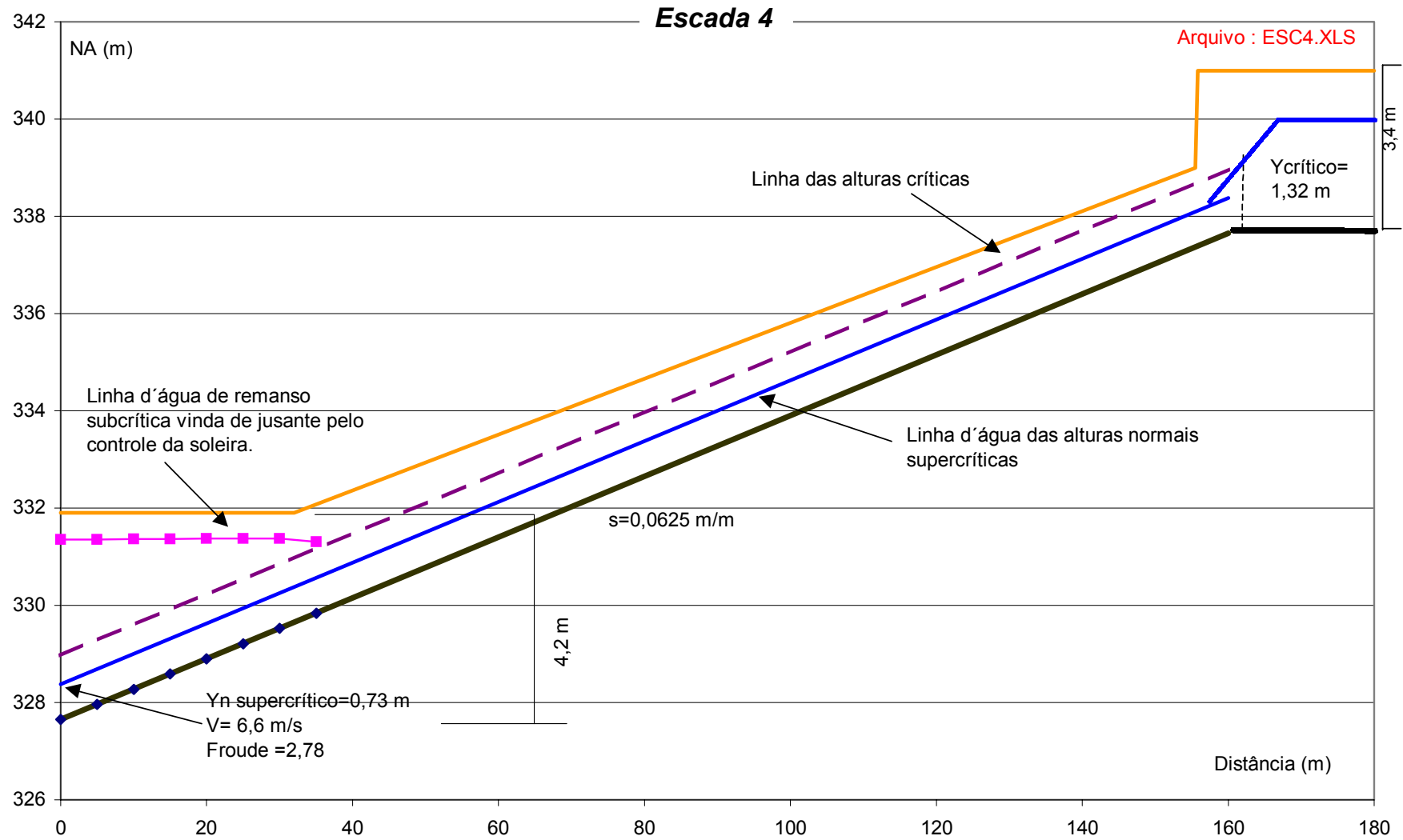


## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico



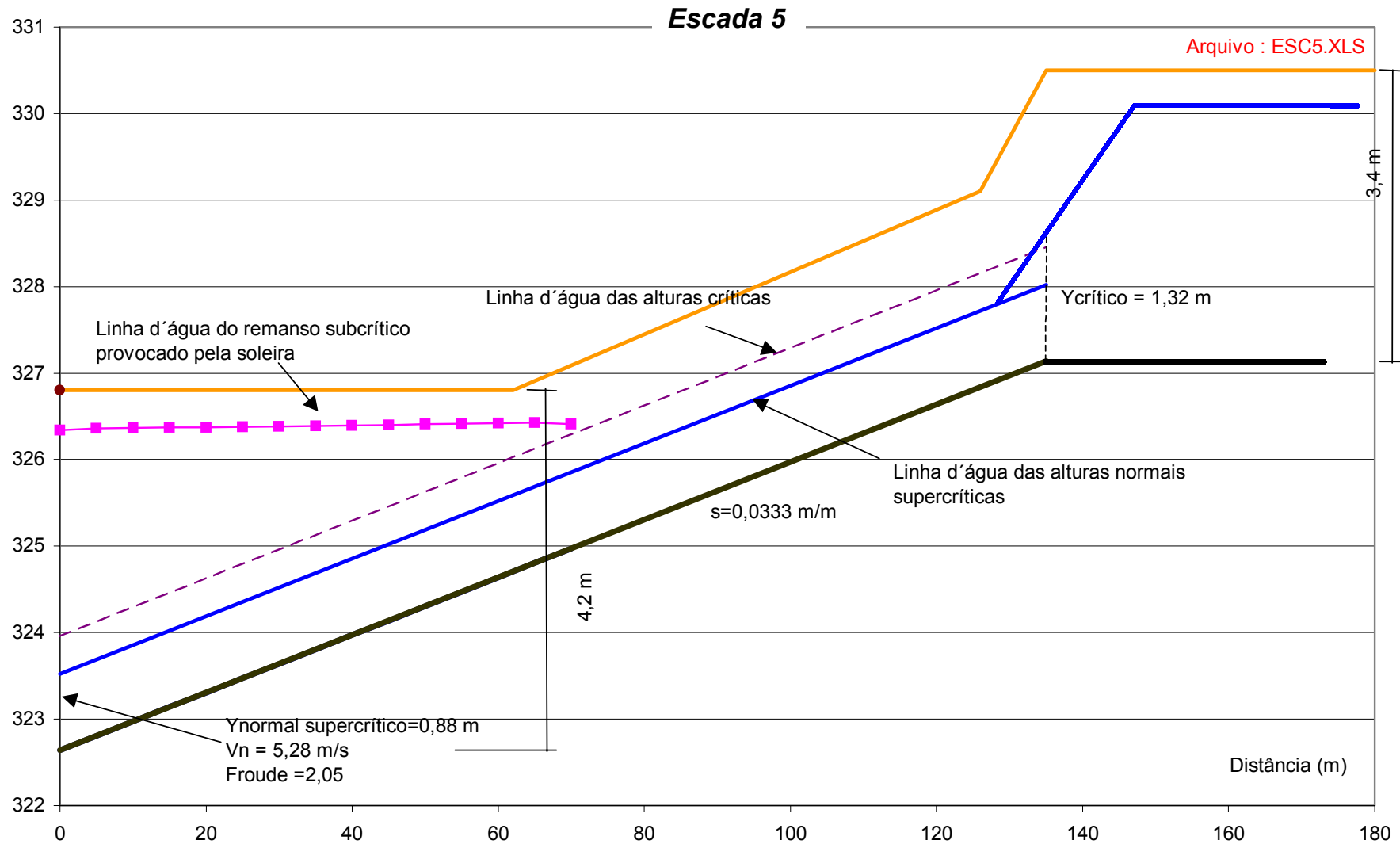


## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico



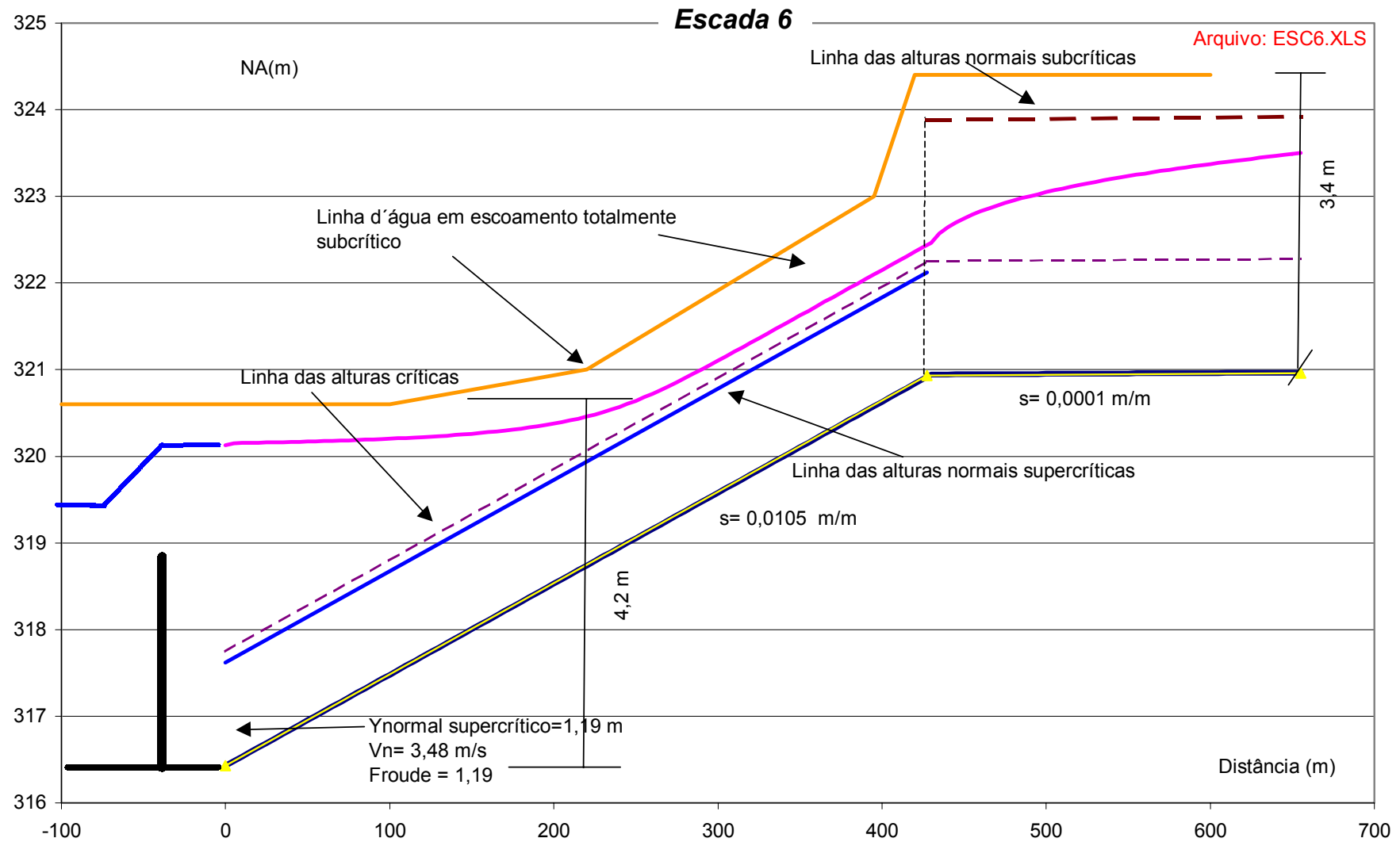


## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico



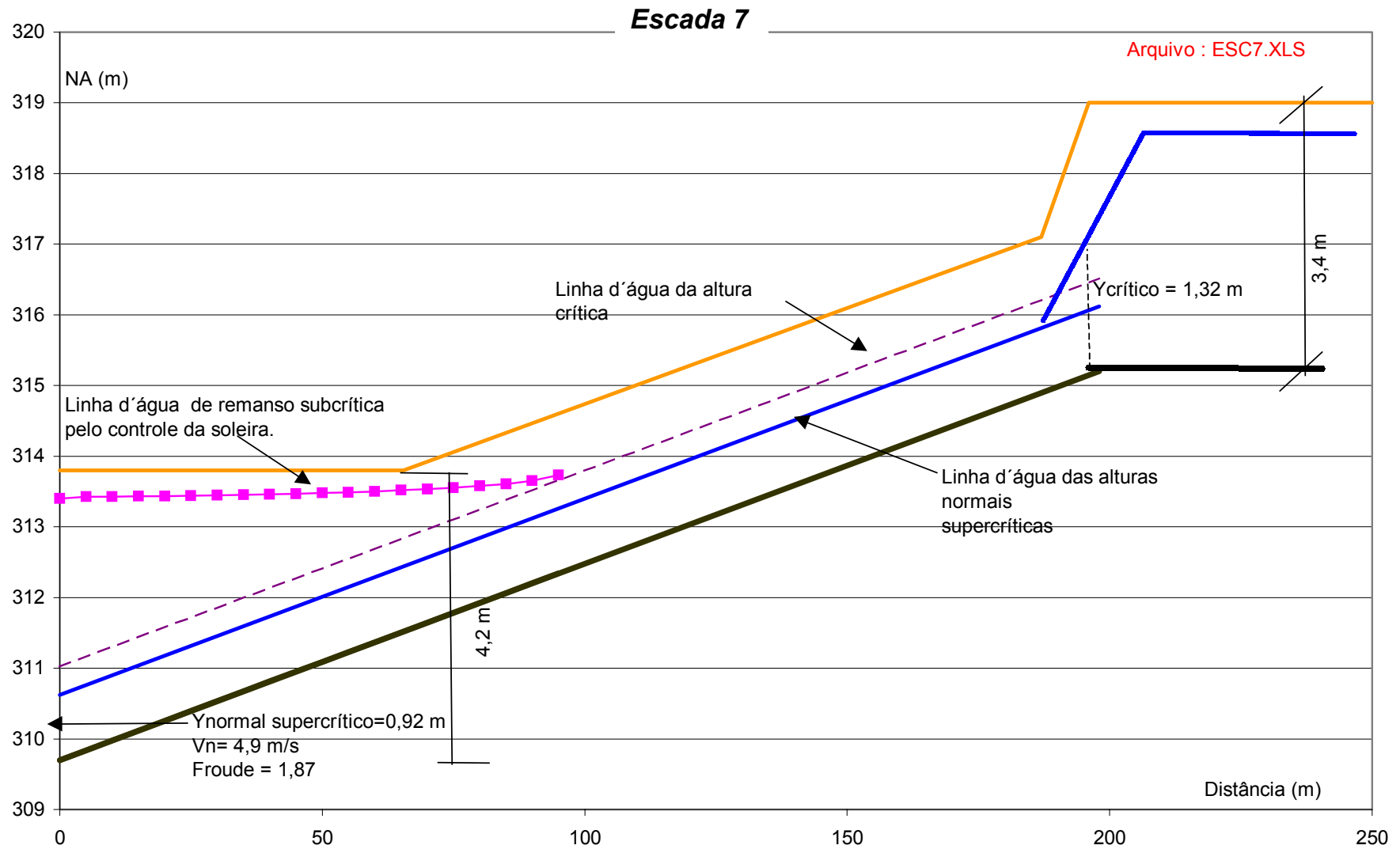


## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico



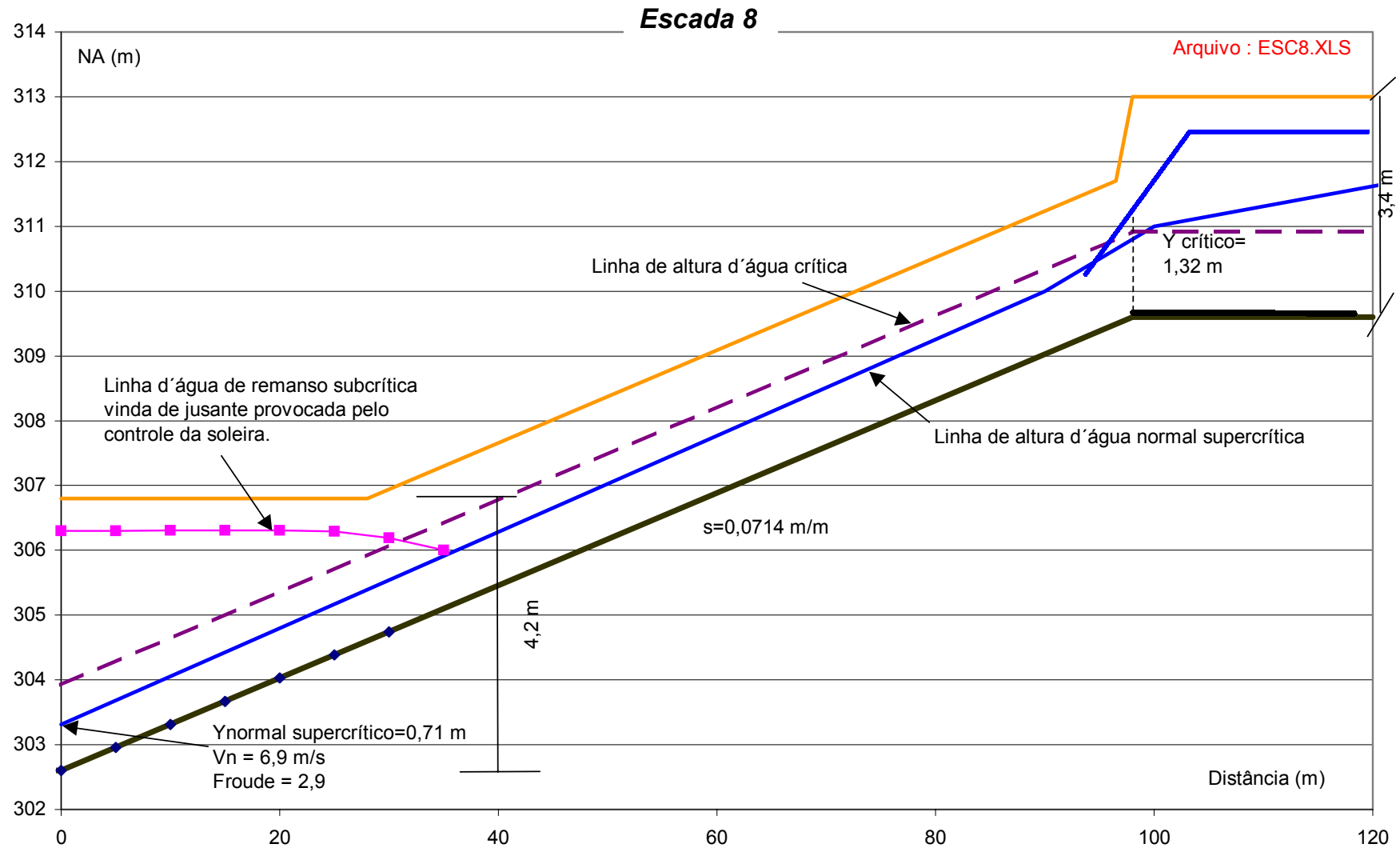


## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico



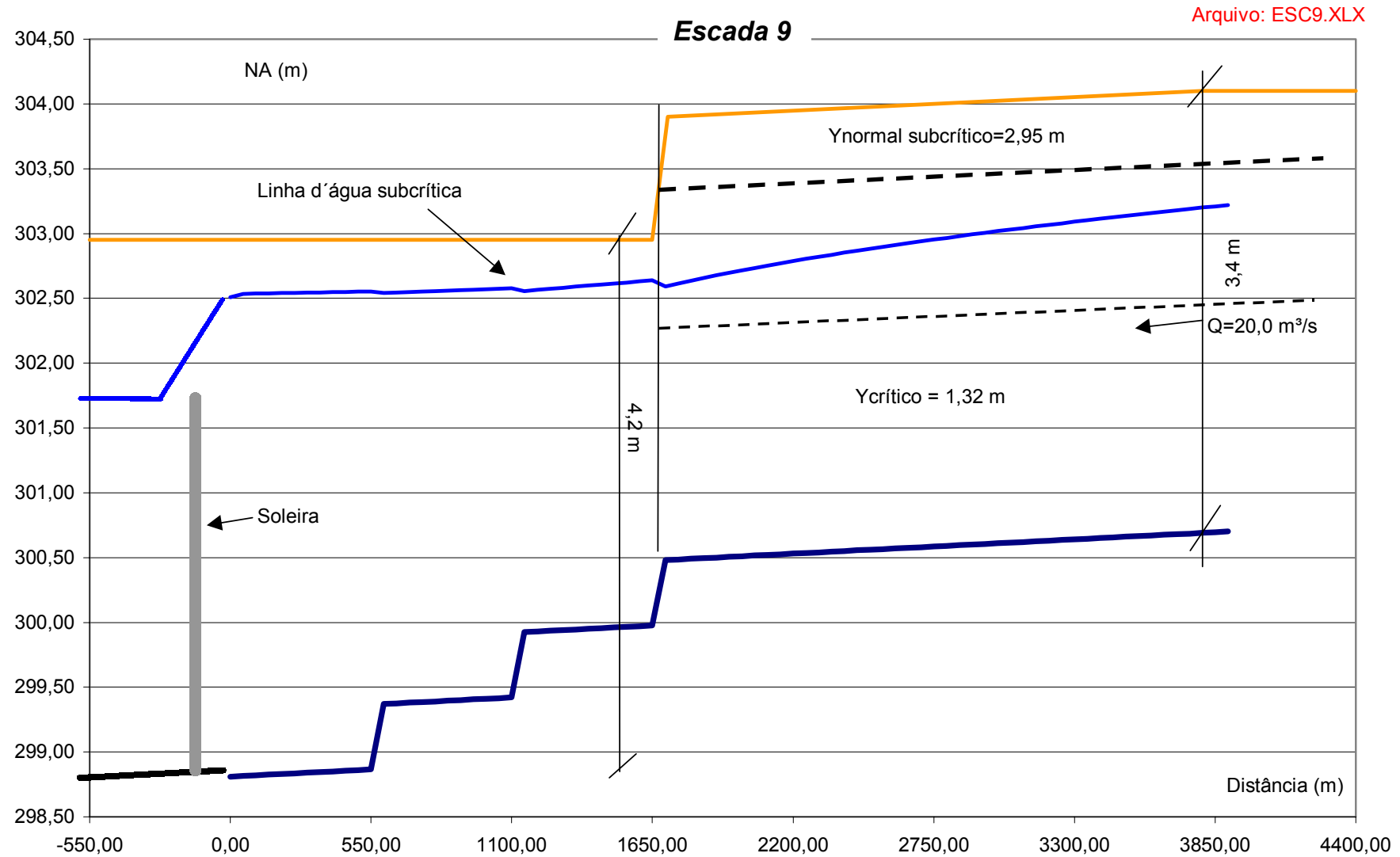


## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico



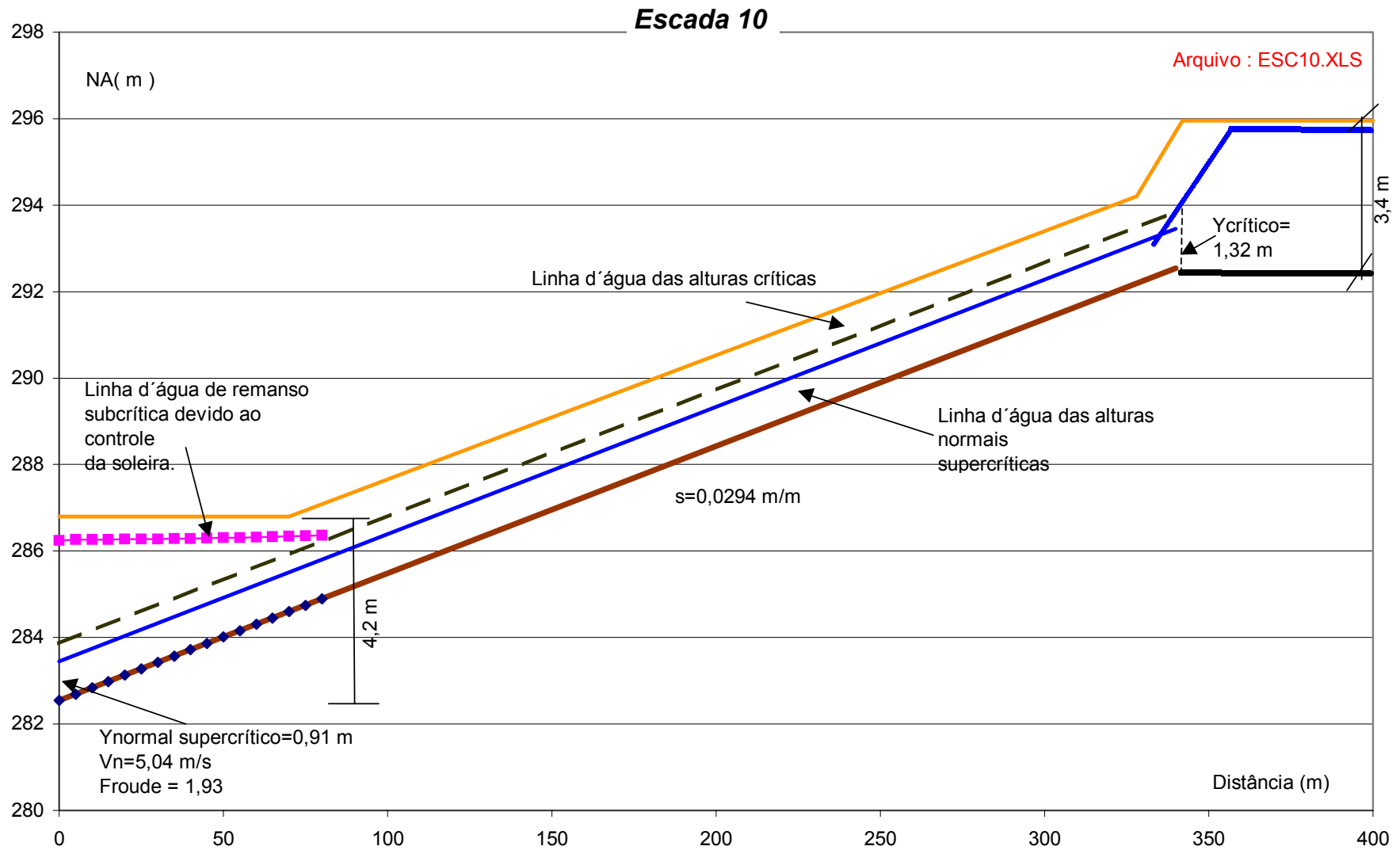


## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico





## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico







## Transposição de Águas do Rio São Francisco – Projeto Básico

