

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Vinícius Machado Schwanck

**DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DE PONTES:
ESTUDO PARA A PONTE PASSO DOS BURACOS**

Porto Alegre
novembro 2015

VINÍCIUS MACHADO SCHWANCK

**DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DE PONTES:
ESTUDO PARA A PONTE PASSO DOS BURACOS**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Marcelo Giulian Marques

Porto Alegre
novembro 2015

VINÍCIUS MACHADO SCHWANCK

**DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DE PONTES:
ESTUDO PARA A PONTE PASSO DOS BURACOS**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pela Coordenadores da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, novembro de 2015

Prof. Marcelo Giulian Marques
PhD pela Université Laval, Canadá
Orientador

BANCA EXAMINADORA

Prof. Marcelo Giulian Marques (UFRGS)
PhD pela Université Laval, Canadá

Prof. Eder Daniel Teixeira (UFRGS)
Dr. pelo IPH/UFRGS

Prof. José Antônio Echeverria (UNIJUÍ)
Msc. pelo PPGEC/UFRGS

Dedico este trabalho a meus pais, Osmar e Iara, e meu
irmão, Felipe, que sempre me apoiaram e estiveram ao
meu lado.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Prof. Marcelo Marques, pela sua orientação neste trabalho, pela dedicação e ensinamentos durante o período em que fui bolsista de iniciação científica no Laboratório de Obras Hidráulicas e seu orientando do trabalho de conclusão de curso, pela sua paciência e por todas as horas de trabalho empregadas comigo.

Agradeço ao Prof. José Antônio Echeverria, pela contribuição com os dados necessários e essenciais a realização deste trabalho.

Agradeço ao Prof. Eder Daniel Teixeira, pela revisão e auxílio na conclusão deste trabalho.

Agradeço aos meus pais, Osmar e Iara, e meu irmão, Felipe, por tudo. Por incentivarem, desde sempre, meus estudos, por vibrarem comigo a cada conquista e por estarem comigo em todos os momentos da minha vida.

Agradeço aos meus amigos de graduação, em especial, Maurício, Augusto, Vinícius, Caroline, Mariane, Thaís, Tiago, Daniela e Ana, pela amizade, ajuda, conselhos e por estarem ao meu lado, tornando o período acadêmico mais alegre e menos árduo.

Agradeço a todos os professores da Universidade Federal do Rio Grande do Sul pelos importantes conhecimentos repassados durante o período de graduação.

Agradeço, por fim, a todos aqueles que, direta ou indiretamente, contribuíram para a realização deste trabalho e na minha jornada pelo curso de Engenharia Civil na UFRGS.

Nem tudo que se enfrenta pode ser modificado, mas nada
pode ser modificado até que seja enfrentado.

Albert Einstein

RESUMO

Pontes são estruturas projetadas com a finalidade de conectar duas extremidades de um vão em que escoam livremente água e são na engenharia parte do grupo das obras-de-arte. Elas viabilizam a passagem de tráfego, veículos ou pessoas entre as duas extremidades e podem ser construídas de aço, concreto ou até mesmo de madeira. Com o intuito de aprimorar o conhecimento indispensável ao engenheiro que pretende projetá-las, foi realizado neste trabalho a descrição de alguns dos critérios e métodos adotados para o dimensionamento hidráulico de pontes assim como uma aplicação prática desse dimensionamento na Ponte Passo dos Buracos, com o objetivo principal de determinar as distâncias verticais entre a face inferior da superestrutura da ponte e os níveis d'água máximos prováveis do escoamento sob ela, para as vazões de projeto do Arroio Tipiaia com tempo de recorrência de 50 e 100 anos. Foram abordados os princípios e fundamentos relacionados às estruturas de pontes, apresentados os critérios e métodos comumente adotados na determinação da vazão de projeto necessária ao dimensionamento hidráulico de pontes assim como os conceitos fundamentais e os critérios e métodos comumente adotados nesse dimensionamento. Para a realização do dimensionamento hidráulico da Ponte Passo dos Buracos, foram obtidos do DNIT os dados topográficos e as vazões de projeto com tempo de recorrência de 50 e 100 anos para o Arroio Tipiaia e, a partir desses dados, aplicados o Método do DNIT, o Método do USGS e o Método de Yarnell para determinar os níveis d'água máximos prováveis do escoamento e as distâncias verticais entre a face inferior da superestrutura da ponte e esses níveis. Analisando os valores calculados, constatou-se que os valores obtidos através do Método do USGS foram os maiores dentre todos, seguidos por aqueles obtidos pelo Método de Yarnell e depois pelos do Método do DNIT. Para ambas as vazões estudadas, o nível d'água máximo provável obtido estava numa cota superior a face inferior da superestrutura da ponte, ou seja, não haveria uma folga entre a ponte e esse nível do escoamento, resultando assim numa folga negativa de -0,94 metros para a vazão de 100 anos e de -0,60 metros para a de 50 anos. Assim sendo, seria recomendável com esses resultados que a Ponte Passo dos Buracos fosse içada ou macaqueada em aproximadamente 2,00 metros, cumprindo assim o requisito da folga mínima de 1,0 metro para ambas as vazões de projeto estudadas.

Palavras-chave: Dimensionamento Hidráulico de Pontes. Hidráulica de Pontes.
Ponte Passo dos Buracos.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama das etapas da pesquisa	19
Figura 2 – Exemplos de soluções para pilares de pontes (seções transversais)	22
Figura 3 – Elementos componentes de uma ponte	23
Figura 4 – Encontros de uma ponte	23
Figura 5 – Ponte em viga simplesmente apoiada com um único vão	26
Figura 6 – Ponte em vigas simplesmente apoiadas com diversos vãos: (a) esquema longitudinal; (b) detalhe dos apoios	26
Figura 7 – Ponte em viga Gerber: (a) esquema longitudinal;(b) detalhe do dente Gerber	27
Figura 8 – Seção transversal de um estrado celular	27
Figura 9 – Seção transversal de tabuleiro em grelha	27
Figura 10 – Esquemas de pontes em pórticos: (a) biengastados; (b) biarticulados; (c) biarticulados com montantes inclinados	28
Figura 11 - Pontes em arcos: (a) com tabuleiro superior; (b) com tabuleiro inferior; (c) com tabuleiro intermediário	29
Figura 12 – Esquema de ponte pênsil: (a) viga metálica; (b) cabo portante; (c) pendurais de suspensão de vigamento; (d) torres de apoio do cabo portante	30
Figura 13 – Ponte estaiada com cabos dispostos em leque	30
Figura 14 – Exemplos de canais abertos	38
Figura 15 – Curvas típicas de igual velocidade em várias seções de canais em função da velocidade média no mesmo	39
Figura 16 – Cargas de energia do escoamento em um canal de pequena inclinação	44
Figura 17 – Curva da energia específica para um valor fixo de vazão	45
Figura 18 – Seção transversal de um rio	50
Figura 19 – Curvas de $y = f(AR^{2/3})$ e $y = g(V)$	51
Figura 20 – Canal composto	52
Figura 21 – Esquema para definição do Método do Passo Padrão	53
Figura 22 – Definição esquemática para um escoamento estrangulado: (a) em planta; (b) em corte; (c) em corte, adaptado para suposição de perda de carga nula.....	59
Figura 23 – Arroio Tipiaia e localização da Ponte Passo dos Buracos (imagem de satélite)	67
Figura 24 – Ponte Passo dos Buracos (faixa de rolamento)	67
Figura 25 – Ponte Passo dos Buracos (seção do arroio foto 1)	68
Figura 26 – Ponte Passo dos Buracos (seção do arroio foto 2)	68
Figura 27 – Posição e identificação das seções ao longo do canal	69
Figura 28 – Esquema das subdivisões das seções batimétricas transversais	70

Figura 29 – Seção batimétrica levantada 1	70
Figura 30 – Seção batimétrica levantada 2	71
Figura 31 – Seção batimétrica levantada 3	71
Figura 32 – Seção batimétrica levantada 4 (seção da ponte)	71
Figura 33 – Seção batimétrica levantada 5	72
Figura 34 – Seção batimétrica levantada 6	72
Figura 35 – Seção batimétrica levantada 7	72
Figura 36 – Declividade Média do Fundo do Canal	74
Figura 37 – Declividade Média da Linha de Energia	74
Figura 38 – Curva para a determinação do NAMP (seção 4)	76
Figura 39 – Curva para a determinação de velocidade (seção 4)	77
Figura 40 – Curva para a determinação do NAMP (seção 7)	79
Figura 41 – Curva para a determinação da velocidade (seção 7)	79
Figura 42 – Posição da seção 4a e indicação dos pilares	81
Figura 43 – Seção 4a com os perímetros desconsiderados	81
Figura 44 – Perfil da linha d'água para a vazão de 100 anos ($Q = 273,43 \text{ m}^3/\text{s}$)	88
Figura 45 – Perfil da linha d'água para a vazão de 50 anos ($Q = 240,77 \text{ m}^3/\text{s}$)	89

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores para os coeficientes de rugosidade para diversos canais naturais	49
Tabela 2 – Coeficientes de forma dos pilares KY	66
Tabela 3 – Vazões de projeto	69
Tabela 4 – Características das seções batimétricas	73
Tabela 5 – Aplicação do Método do DNIT na seção 4	76
Tabela 6 – Valores obtidos das curvas (seção 4)	77
Tabela 7 – Aplicação do Método do DNIT na seção 7	78
Tabela 8 – Valores obtidos das curvas (seção 7)	80
Tabela 9 – Parâmetros e métodos adotados entre cada seção (passos)	82
Tabela 10 – Cotas dos pilares	83
Tabela 11 – Características do estrangulamento (vazão de 100 anos)	84
Tabela 12 – Níveis d'água calculados na seção 3 (vazão de 100 anos)	85
Tabela 13 – Características do escoamento (vazão de 100 anos)	86
Tabela 14 – Níveis d'água calculados na seção 3 (vazão de 50 anos)	86
Tabela 15 – Características do estrangulamento (vazão de 50 anos)	87
Tabela 16 – Características do escoamento (vazão de 50 anos)	87
Tabela 17 – Níveis d'água máximos prováveis calculados e folgas com a ponte	91

LISTA DE SIGLAS

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

NAMP – Nível d'água máximo provável

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

USGS – *U.S. Geological Survey*

LISTA DE SÍMBOLOS

A – área molhada (m^2)

A_d – área da bacia hidrográfica (km^2)

C – coeficiente de descarga (adimensional)

C_r – coeficiente de *runoff* (adimensional)

E – energia específica (m)

F – número de Froude (adimensional)

g – aceleração da gravidade (aproximadamente $9,81 m/s^2$)

H – carga total de energia (m)

h – cota da superfície d'água (m)

h_c – cota da superfície do escoamento crítico (m)

h_e – perda turbulenta entre duas seções consecutivas (m)

h_f – perda de carga entre duas seções consecutivas (m)

h_n – cota da superfície do escoamento normal (m)

I – declividade do canal (%)

i – intensidade da chuva (mm/h)

J – declividade da linha de energia (%)

K – fator de condução para a seção [$m^{8/3}$]

k_e – coeficiente de ajuste variando entre 0,0 e 0,5 (adimensional)

K_y – coeficiente de forma dos pilares (adimensional)

L – comprimento do trecho estrangulado (m)

L_a – comprimento do trecho de aproximação (m)

m – taxa de redução da seção do escoamento (%)

n – coeficiente de rugosidade (adimensional)

P – perímetro molhado (m)

Q – vazão do escoamento (m³/s)

R – raio hidráulico (m)

r_o – razão entre a área obstruída pelos pilares e a área molhada na seção (adimensional)

T – largura do canal na superfície líquida (m)

TR – tempo de recorrência (anos)

V – velocidade média do escoamento (m/s)

y – profundidade do escoamento (m)

y_c – profundidade crítica do escoamento (m)

y_h – profundidade hidráulica do escoamento (m)

y_n – profundidade normal do escoamento (m)

z – distância vertical do referencial até o fundo do canal (m)

α – coeficiente de ajuste da velocidade (adimensional)

Δh – diferença do nível d'água entre duas seções (m)

ΔX – distância horizontal entre duas seções consecutivas (m)

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	15
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	17
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA	17
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA	17
2.2.1 Objetivo principal	17
2.2.2 Objetivo secundário	17
2.3 DELIMITAÇÕES	18
2.4 LIMITAÇÕES	18
2.5 DELINEAMENTO	18
3 PONTES	20
3.1 DEFINIÇÕES	20
3.2 REQUISITOS PRINCIPAIS	20
3.3 ELEMENTOS COMPONENTES	21
3.4 CLASSIFICAÇÕES	23
3.4.1 Com base na finalidade e materiais empregados	24
3.4.2 Com base no sistema estrutural empregado	25
4 DETERMINAÇÃO DA VAZÃO DE PROJETO	31
4.1 PRINCIPAL CRITÉRIO	31
4.2 MÉTODOS DE CÁLCULO	32
4.2.1 Análise estatística de dados	32
4.2.2 Método do Hidrograma Unitário Triangular	33
4.2.3 Método Racional	34
5 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DE PONTES	37
5.1 CONCEITOS FUNDAMENTAIS	37
5.1.1 Tipos de escoamento em canais abertos	37
5.1.2 Tipos de canais abertos	38
5.1.3 Elementos geométricos dos canais	39
5.1.4 Leis de conservação	41
5.1.4.1 Conservação de massa	41
5.1.4.2 Conservação de energia	42
5.1.5 Escoamentos supercrítico, crítico e subcrítico	44
5.2 MÉTODOS E CRITÉRIOS	47
5.2.1 Nível d'água Máximo Provável (NAMP)	48

5.2.2	Escoamento gradualmente variado e remanso em canais	52
5.2.3	Estrangulamento da seção de vazão	58
5.2.3.1	Método do USGS	59
5.2.3.2	Método de Yarnell	65
6	ESTUDO DE CASO: PONTE PASSO DOS BURACOS	67
6.1	DETERMINAÇÃO DAS SEÇÕES E SUAS CARACTERÍSTICAS	69
6.2	DETERMINAÇÃO DO NÍVEL MÁXIMO E DA LINHA D'ÁGUA	75
6.3	ANÁLISE DOS RESULTADOS E RECOMENDAÇÕES	90
7	CONCLUSÕES	92
	REFERÊNCIAS	94
	APÊNDICE A	95
	APÊNDICE B	97
	APÊNDICE C	105
	APÊNDICE D	107
	APÊNDICE E	110
	APÊNDICE F	113
	APÊNDICE G	115
	ANEXO A	117
	ANEXO B	127

1 INTRODUÇÃO

Desde os tempos passados, as grandes civilizações sempre se concentraram em torno de cursos d'água, sejam estes rios, córregos ou canais, a fim de prosperarem e se desenvolver. Sendo assim, todas enfrentam um mesmo dilema: como viabilizar passagens seguras para atravessar esses cursos d'água sem interrompê-los e dar continuidade ao desenvolvimento? Existem várias maneiras de se viabilizar essas passagens, sejam estas através de um meio de transporte ou uma estrutura fixa, mas uma delas vem se mostrando presente em todas as grandes civilizações ao longo dos tempos: as pontes.

Pontes são estruturas projetadas com a finalidade de conectar duas extremidades de um vão em que escoam livremente água (rios, córregos, canais e etc.) e são na engenharia parte do grupo das obras-de-arte. Elas viabilizam a passagem de tráfego, veículos ou pessoas entre as duas extremidades e podem ser construídas de aço, concreto ou até mesmo de madeira, dependendo dos carregamentos impostos a elas. Conseqüentemente, uma ponte projetada corretamente deve não só ser capaz de suportar seguramente os diversos carregamentos aplicados à sua estrutura, mas também permitir que a água sob ela escoe livremente sem interferir em seu funcionamento ou estabilidade estrutural, garantindo assim uma passagem segura do tráfego sobre a mesma.

Por esse motivo, o engenheiro civil deve ter capacidade e conhecimento para executar o correto dimensionamento hidráulico das pontes a fim de determinar o nível d'água máximo provável e a velocidade do escoamento, podendo assim avaliar se a altura da ponte atende às recomendações de segurança propostas e se o escoamento poderá provocar erosão no leito do curso d'água e afetar a estabilidade das fundações da ponte. Portanto, com o intuito de aprimorar esse conhecimento indispensável ao engenheiro que pretende projetar essas obras-de-arte, foi realizado neste trabalho a descrição de alguns dos critérios e métodos adotados para o dimensionamento hidráulico de pontes e uma aplicação prática desse dimensionamento na Ponte Passo dos Buracos, com o objetivo de determinar a distância vertical entre a face inferior da superestrutura da ponte e o nível d'água máximo provável do escoamento sob ela.

A Ponte Passo dos Buracos, com uma extensão de aproximadamente 34 m, situa-se na BR-158 próximo ao km 249 no estado do Rio Grande do Sul, entre as cidades de Cruz Alta e Júlio

de Castilhos, e faz a travessia do Arroio Tipiaia. Para a realização do dimensionamento hidráulico, foram obtidos os dados topográficos e as vazões de projeto com tempo de recorrência de 50 e 100 anos para o Arroio Tipiaia e, a partir desses dados, foram determinados o nível d'água máximo provável e a velocidade do escoamento sob a ponte, juntamente com o perfil da linha d'água para o escoamento e a distância vertical entre esse nível e a estrutura da ponte. Com esses resultados, foi verificado se a altura da Ponte Passo dos Buracos estava de acordo com os critérios de segurança recomendados e, após essa verificação, foram feitas propostas de modificações e intervenções onde fossem necessárias.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes para desenvolvimento do trabalho são descritas nos próximos itens.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa do trabalho é: quais são os níveis d'água máximos prováveis do escoamento sob a Ponte Passo dos Buracos, para as vazões de projeto com tempo de recorrência de 50 e 100 anos, e as respectivas distâncias verticais entre a face inferior da superestrutura da ponte e esses níveis?

2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

Os objetivos da pesquisa estão classificados em principal e secundário e são descritos a seguir.

2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal do trabalho é a determinação das distâncias verticais entre a face inferior da superestrutura da ponte e os níveis d'água máximos prováveis do escoamento sob a Ponte Passo dos Buracos, através do dimensionamento hidráulico da mesma para as vazões de projeto com tempo de recorrência de 50 e 100 anos.

2.2.2 Objetivo secundário

O objetivo secundário do trabalho é a determinação dos níveis d'água prováveis e das velocidades do escoamento sob a Ponte Passo dos Buracos ao longo das seções batimétricas levantadas para as vazões de projeto com tempo de recorrência de 50 e 100 anos.

2.3 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se ao dimensionamento hidráulico da Ponte Passo dos Buracos para as vazões de projeto com tempo de recorrência de 50 e 100 anos e ao trecho do Arroio Tipiaia até onde foram realizados levantamentos das seções batimétricas.

2.4 LIMITAÇÕES

São limitações do trabalho a não verificação da possível erosão do leito do Arroio Tipiaia em torno dos pilares e encontros da Ponte Passo dos Buracos.

2.5 DELINEAMENTO

O trabalho será realizado através das etapas apresentadas a seguir que estão representadas na figura 1 e são descritas nos próximos parágrafos:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) apresentação e análise dos dados obtidos para a Ponte Passo dos Buracos;
- c) execução do dimensionamento hidráulico da ponte estudada;
- d) análise dos resultados com recomendações;
- e) conclusões.

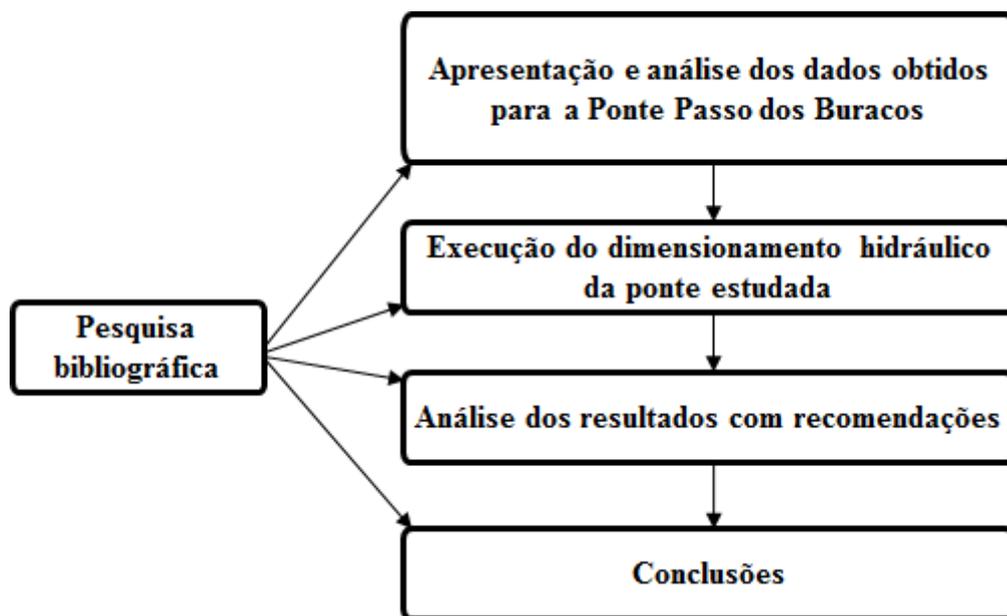
O trabalho iniciou-se pela **pesquisa bibliográfica**, que foi realizada durante toda a extensão do trabalho e teve como objetivo o embasamento teórico dos conteúdos abordados ao longo do mesmo. Foram estudados materiais bibliográficos publicados no Brasil e em outros países para que fosse obtido total entendimento do assunto, sendo apresentado nessa etapa conceitos gerais sobre pontes, métodos e critérios utilizados na determinação da vazão de projeto e por fim os métodos e critérios adotados para o dimensionamento hidráulico de pontes.

Findada a etapa de revisão bibliográfica, foi realizada uma **apresentação e análise e dos dados obtidos para a Ponte Passo dos Buracos**. Nessa etapa, foram apresentados os dados topográficos e os estudos hidrológicos obtidos para o Arroio Tipiaia, onde se situa a Ponte Passo dos Buracos. Com esses dados foram desenhadas as seções batimétricas levantadas no trecho estudado, possibilitando assim o posterior dimensionamento hidráulico da ponte.

Depois que foram obtidos todos os dados necessários, prosseguiu-se para a **execução do dimensionamento hidráulico da ponte estudada**. Nessa etapa, foram determinados o nível d'água e a velocidade do escoamento para todas as seções batimétricas desenhadas na etapa anterior. Com isso foi desenhado um perfil para a linha d'água do escoamento e medida a distância vertical entre o nível d'água máximo provável e a parte inferior da superestrutura da ponte para ambas as vazões de projeto.

Na continuação da etapa anterior, foi realizada uma **análise dos resultados com recomendações**. Os resultados do dimensionamento hidráulico foram analisados e foi verificado se a estrutura da ponte atendia os critérios e requisitos estudados na pesquisa bibliográfica, gerando deste modo algumas recomendações. Então, depois de concluídas todas essas etapas, foram feitas as **conclusões** encerrando assim o trabalho.

Figura 1 – Diagrama das etapas da pesquisa



(fonte: elaborado pelo autor)

3 PONTES

O capítulo em questão tem como objetivo abordar os princípios e fundamentos relacionados às estruturas de pontes, tais como as definições conceituais, tipologias estruturais e classificações.

3.1 DEFINIÇÕES

De acordo com Vitório (2002, p. 9), existem várias definições para uma ponte nas diversas literaturas já publicadas. Para o autor, uma ponte é, genericamente, “[...] toda a obra necessária para manter a continuidade de uma via quando existe algum tipo de obstáculo.”. O mesmo também faz uma denominação mais específica para uma ponte como sendo “[...] obra de transposição, quando o obstáculo é constituído por água, cabendo-lhe estabelecer a ligação entre duas margens.”.

Já Marchetti (2008), faz uma distinção desse tipo de obra baseando-se na extensão do vão que esta deve vencer, sendo então para ele uma ponte a estrutura com extensão de vão maior que 10 metros e um pontilhão (ponte pequena) uma estrutura com vão de 2 a 10 m. Tem-se ainda a definição do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2006, p. 131), o DNIT, que define as pontes como “[...]obras-de-arte destinadas a vencer os talwegues formados pelos cursos d'água, cuja transposição não pode ser feita por bueiros e pontilhões.”.

3.2 REQUISITOS PRINCIPAIS

Uma ponte, assim como qualquer estrutura de engenharia, deve atender a alguns requisitos básicos de (MARCHETTI, 2008):

- a) funcionalidade: satisfazer as exigências de tráfego, vazão ou quaisquer outras de modo primoroso, não as comprometendo;
- b) segurança: ter os materiais constituintes solicitados por esforços que não provoquem tensões maiores do que aquelas determinadas como admissíveis ou aquelas que provocam a sua ruptura;

- c) estética: apresentar aspecto agradável aos olhos e se harmonizar com o ambiente em que está localizada;
- d) durabilidade: atender às exigências impostas a estrutura durante o período previsto para tal;
- e) economia: apresentar a solução mais econômica dentre aquelas estudadas na concepção da ponte, desde que atendidos todos os itens anteriores.

3.3 ELEMENTOS COMPONENTES

As estruturas de pontes são compostas geralmente pelos seguintes elementos, descritos nos próximos parágrafos (VITÓRIO, 2002):

- a) superestrutura;
- b) mesoestrutura;
- c) infraestrutura;
- d) encontros.

A **superestrutura** (normalmente denominada de tabuleiro ou estrado) é o elemento que vence o vão imposto à ponte, recebendo inteiramente as cargas provenientes do tráfego, seja ele qual for, e transmitindo-as para a mesoestrutura. Seus elementos constituintes são geralmente os seguintes (VITÓRIO, 2002):

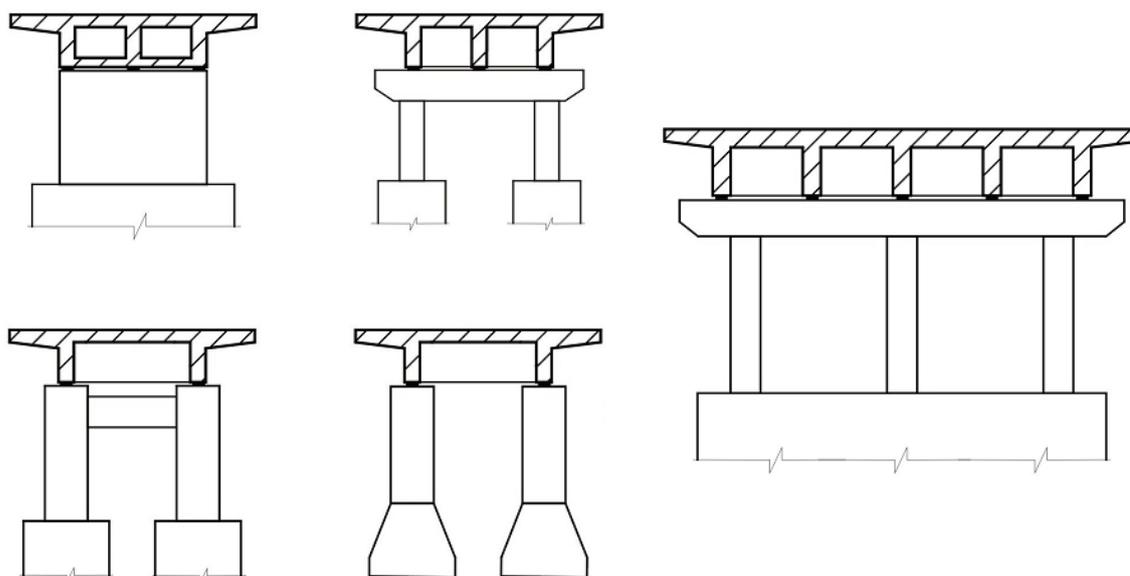
- a) lajes do tabuleiro;
- b) vigamento do tabuleiro;
- c) passeios de pedestres, guarda-corpos e barreiras;
- d) cortinas e alas;
- e) placa de transição;
- f) juntas de dilatação;
- g) sistema de drenagem.

Em seguida vem a **mesoestrutura**, que tem como função conduzir as cargas provenientes da superestrutura à infraestrutura e é constituída por (VITÓRIO, 2002):

- a) pilares;
- b) travessas;
- c) aparelhos de apoio;
- d) vigas de contraventamento.

Como os pilares das pontes estão em contato com o escoamento sob ela, é importante ressaltar que os mesmos podem ser arrançados em quantidades, formas e dimensões diferentes, dependendo da altura, da largura e até do tipo de fundação da ponte. A figura 2 exemplifica alguns dos possíveis arranjos de pilares (VITÓRIO, 2002).

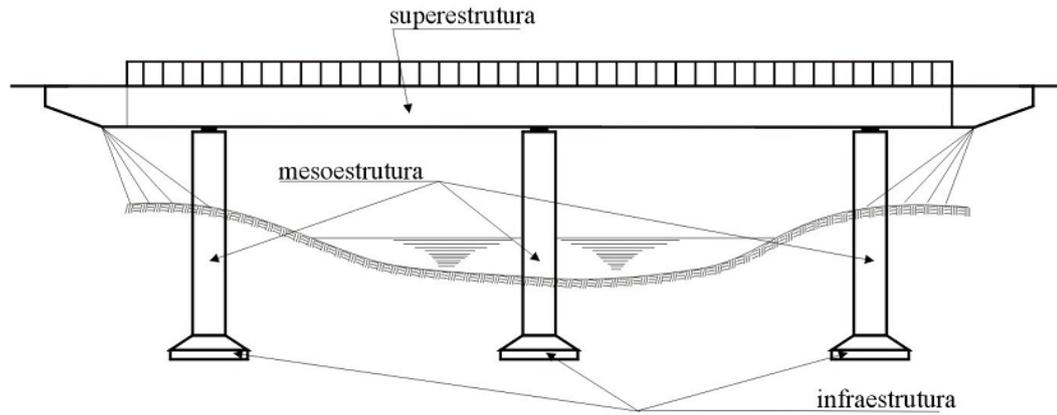
Figura 2 – Exemplos de soluções para pilares de pontes (seções transversais)



(fonte: adaptado de VITÓRIO, 2002, p. 21)

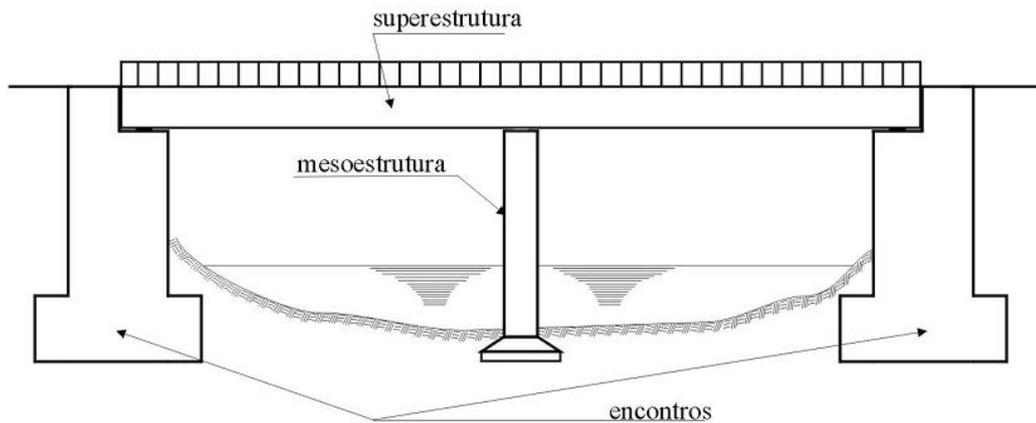
Avançando, tem-se a **infraestrutura** (ou fundação) com a função de receber as cargas da mesoestrutura e transmiti-las ao solo (ou rocha dependendo de onde se localiza a ponte), podendo ser direta (sapatas) ou profunda (estacas ou tubulões). Por último tem-se os **encontros** (nem sempre utilizados em pontes), que são os elementos que recebem parte das cargas provenientes da superestrutura juntamente com a mesoestrutura e servem de contenção para os aterros nas extremidades da ponte, absorvendo os empuxos horizontais causados por estes. Os três primeiros elementos descritos – superestrutura, mesoestrutura e infraestrutura – podem ser visualizados na figura 3 e os encontros na figura 4 (VITÓRIO, 2002).

Figura 3 – Elementos componentes de uma ponte



(fonte: VITÓRIO, 2002, p. 9)

Figura 4 – Encontros de uma ponte



(fonte: VITÓRIO, 2002, p. 10)

3.4 CLASSIFICAÇÕES

Segundo Vitório (2002), as pontes são usualmente classificadas quanto à sua finalidade, material constituinte e sistema construtivo empregado. Já Marchetti (2008), considera, além das classificações mencionadas por Vitório (2002), algumas outras que não serão abordadas neste trabalho devido a sua maior especificidade com relação ao tema proposto. A seguir são apresentadas as principais classificações de pontes.

3.4.1 Com base na finalidade e materiais empregados

Com relação à finalidade das pontes, que está diretamente vinculada com o tipo de tráfego que deverá ser suportado por elas, Vitório (2002) apresenta algumas classificações, podendo uma ponte ser:

- a) rodoviária: obra destinada ao tráfego rodoviário;
- b) ferroviária: obra destinada ao tráfego ferroviário;
- c) rodoferroviária: obra destinada ao tráfego misto de veículos e trens;
- d) passarela: obra destinada exclusivamente ao tráfego de pedestres;
- e) aeroviária: obra destinada ao tráfego de aeronaves nos pátios dos aeroportos.

Já quanto aos tipos de materiais empregados, tem-se as seguintes classificações, sendo elas pontes (VITÓRIO, 2002):

- a) de madeira;
- b) de pedra;
- c) metálicas;
- d) em concreto armado;
- e) em concreto protendido.

As **pontes de madeira** podem ser consideradas as primeiras pontes registradas na história e atualmente são empregadas geralmente nas construções de pequeno vão (pontilhões) em caráter provisório ou em zonas rurais com pequenos volumes de tráfego e cargas. Quanto as **pontes de pedra**, foram muito empregadas no passado devido à sua grande resistência mecânica e à ação do tempo, além de possuírem uma boa aparência, contribuindo para a estética das obras. Além dessas, erguidas inicialmente com ferro forjado e atualmente com aço estrutural, as **pontes metálicas** são capazes de suportar elevadas cargas. Com a revolução industrial e a competitividade dos produtos siderúrgicos, passaram a ser largamente utilizadas, com destaque para as pontes pênsis metálicas (VITÓRIO, 2002).

Atualmente, o concreto armado pode ser considerado um dos principais materiais utilizados na construção de pontes, nesse caso **pontes em concreto armado**, alcançando, nas últimas décadas, um alto nível de qualidade como resultado dos avanços tecnológicos no seu controle e nos processos de dimensionamento estrutural. É amplamente utilizado na composição da infraestrutura e mesoestrutura das pontes e é economicamente competitivo para as vigas da

superestrutura com vãos máximos da ordem de 20 metros. Já nas **pontes em concreto protendido**, a competitividade do concreto protendido frente ao concreto armado convencional se deve a uma série de vantagens que este possui, sendo uma delas a possibilidade de vencer vãos maiores com uma redução de altura das vigas e dos volumes de concreto e aço (VITÓRIO, 2002).

3.4.2 Com base no sistema estrutural empregado

Quanto ao sistema estrutural empregado nas pontes, Vitório (2002) apresenta as seguintes classificações e definições, sendo elas pontes:

- a) em laje;
- b) em vigas;
- c) em estrado celular;
- d) em grelhas;
- e) em pórticos;
- f) em arco;
- g) pênséis;
- h) estaiadas.

De acordo com Vitório (2002, p. 12, grifo nosso), “**As pontes com superestruturas em lajes maciças** representam um sistema estrutural destituído de qualquer vigamento [...]. Trata-se de solução adotada para o caso de pequenos vãos (no máximo 15 m)”. Continuando, Vitório (2002) destaca três tipos de vigas no sistema estrutural de **pontes em viga**: simplesmente apoiadas, contínuas e Gerber. As pontes em **vigas simplesmente apoiadas** são (VITÓRIO, 2002, p. 13):

[...] formadas por um sistema estrutural estaticamente determinado. As vigas simplesmente apoiadas podem ter seção constante ou variável e são muito utilizadas para vencer um vão com um único tramo [...] ou em pontes [...] [onde] o vão pode ser vencido através de uma série de vigas assentes sobre apoios sucessivos [...].

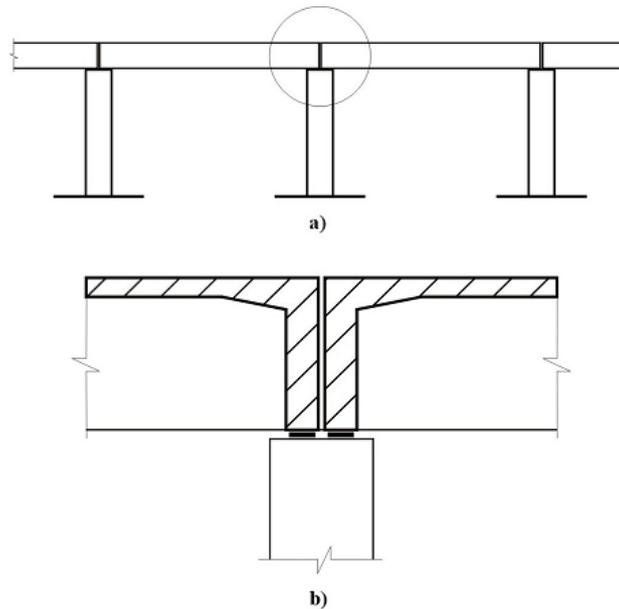
A figura 5 e a figura 6 ilustram alguns dos tipos de pontes em viga.

Figura 5 – Ponte em viga simplesmente apoiada com um único vão



(fonte: VITÓRIO, 2002, p. 13)

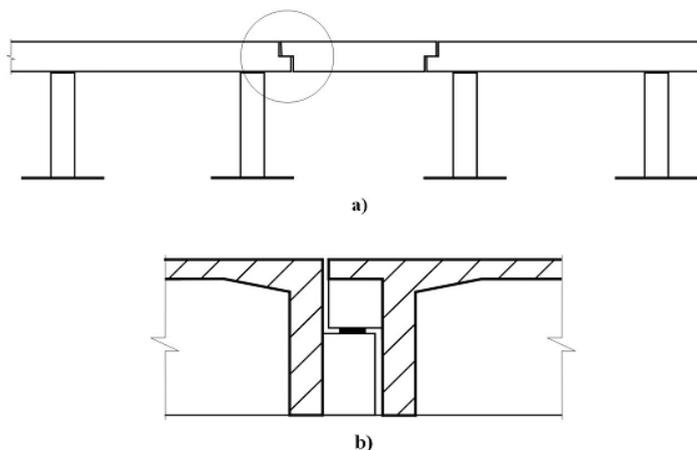
Figura 6 – Ponte em vigas simplesmente apoiadas com diversos vãos:
(a) esquema longitudinal; (b) detalhe dos apoios



(fonte: VITÓRIO, 2002, p. 13)

As pontes em **vigas contínuas** são similares às pontes em vigas simplesmente apoiadas, quanto à seção e ao número de vãos, e podem ter inércia constante ou variável. Para finalizar com as pontes em vigas, tem-se as pontes em **vigas Gerber**, que, embora aparentem ser constituídas de vigas contínuas, são na realidade estruturas isostáticas insensíveis aos recalques de apoio. A figura 7 ilustra um exemplo de ponte em viga Gerber (VITÓRIO, 2002).

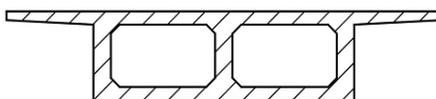
Figura 7 – Ponte em viga Gerber:
(a) esquema longitudinal; (b) detalhe do dente Gerber



(fonte: VITÓRIO, 2002, p. 14)

Segundo Vitório (2002, p. 15, grifo nosso), “A superestrutura de **pontes** formada por duas lajes, uma superior e outra inferior, interligadas por vigas longitudinais e transversais denomina-se **estrado celular** ou caixão celular [...]”. Uma seção transversal típica de um estrado celular é apresentada na figura 8.

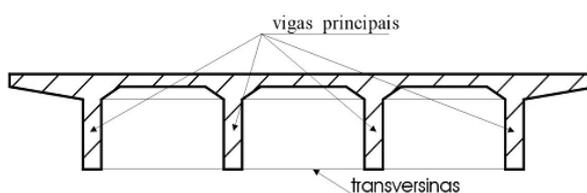
Figura 8 – Seção transversal de um estrado celular



(fonte: VITÓRIO, 2002, p. 15)

De acordo com Vitório (2002, p. 15, grifo nosso), “Denomina-se **ponte em grelha** o sistema estrutural constituído por três ou mais vigas longitudinais, com transversinas intermediárias e de apoio [...]”. Um exemplo de seção transversal de tabuleiro em grelha pode ser visualizado na figura 9.

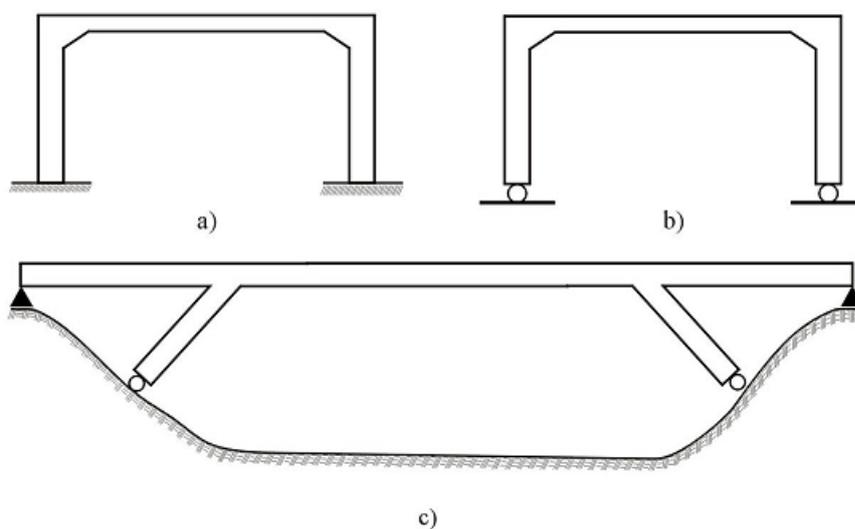
Figura 9 – Seção transversal de tabuleiro em grelha



(fonte: VITÓRIO, 2002, p. 15)

Já nas **pontes em pórticos**, “[...] os pórticos são formados pela ligação das vigas com os pilares ou com as paredes dos encontros, caracterizando a continuidade entre esses elementos em substituição às articulações.” (VITÓRIO, 2002, p. 15). Além disso, Vitório (2002) menciona que os pórticos de concreto armado biengastados e biarticulados são os mais comuns nas estruturas de pontes, sendo estes ilustrados na figura 10.

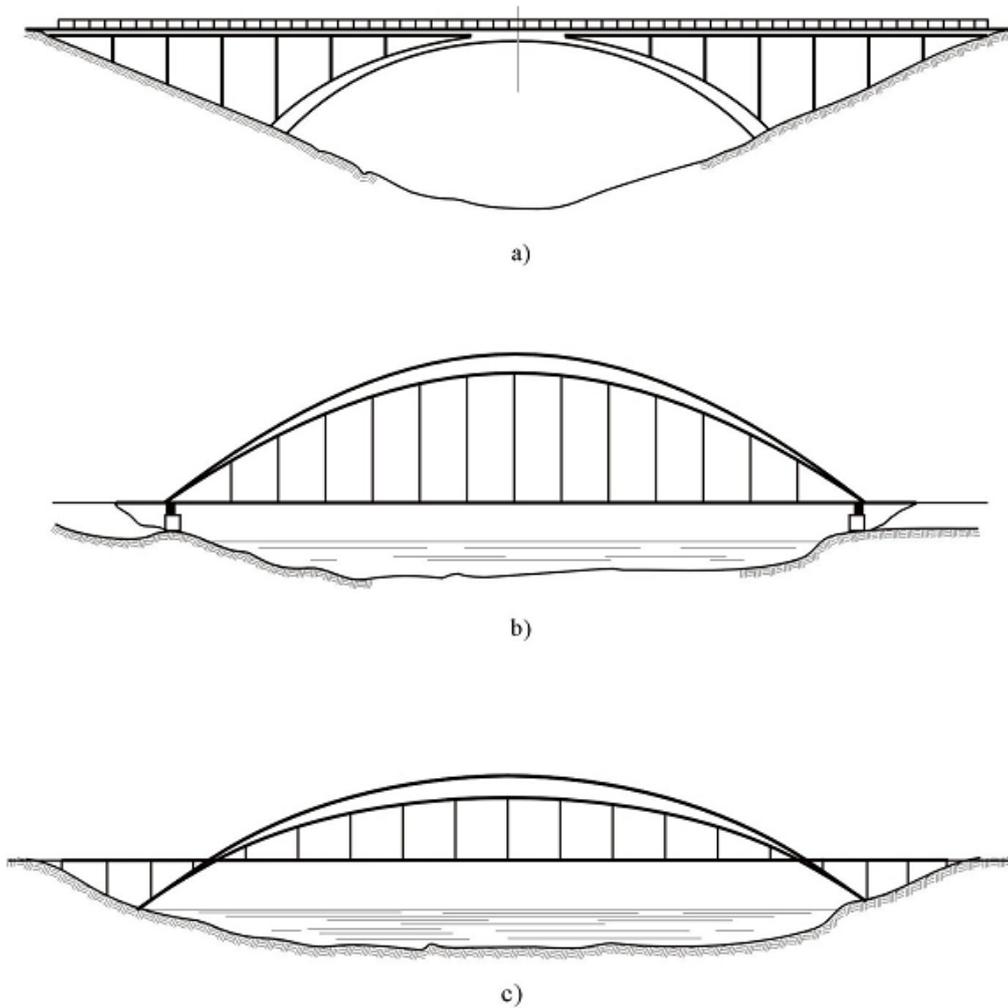
Figura 10 – Esquemas de pontes em pórticos: (a) biengastados; (b) biarticulados; (c) biarticulados com montantes inclinados



(fonte: VITÓRIO, 2002, p. 15)

No sistema estrutural de **pontes em arco**, o uso do concreto armado é muito apropriado devido “[...] [à] predominância dos esforços de compressão com pequena excentricidade e [...] [à] exigência de pequenas seções de armações [...]” (VITÓRIO, 2002, p. 16). As pontes em arco podem ter o tabuleiro em diferentes arranjos, podendo o tabuleiro ser superior, inferior ou intermediário, como ilustra a figura 11.

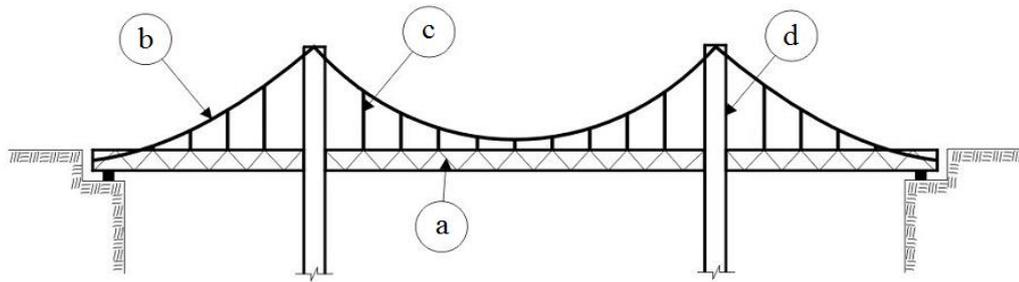
Figura 11 - Pontes em arcos: (a) com tabuleiro superior; (b) com tabuleiro inferior; (c) com tabuleiro intermediário



(fonte: VITÓRIO, 2002, p. 16)

De acordo com Vitório (2002, p. 17), “As **pontes pênséis** são [aquelas] constituídas por cabos dispostos parabolicamente e pendurais verticais [...]”. Ele destaca que por não serem adequadas ao uso do concreto, “[...] são executadas geralmente em vigamentos metálicos suspensos em cabos portantes de aço.”. A figura 12 apresenta um esquema de ponte pênsil e suas partes constituintes.

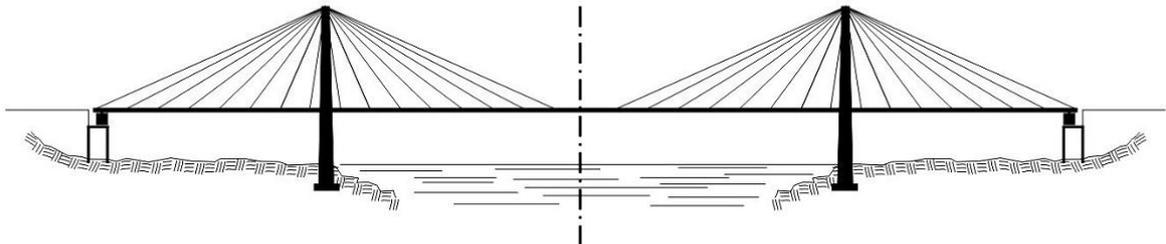
Figura 12 – Esquema de ponte pênsil: (a) viga metálica; (b) cabo portante; (c) pendurais de suspensão de viga; (d) torres de apoio do cabo portante



(fonte: adaptado de VITÓRIO, 2002, p. 17)

Por último, Vitório (2002, p. 17) define as **pontes estaiadas** como sendo aquelas onde “[...] o tabuleiro é suspenso através de cabos inclinados fixados em torres [...]”. Ele também lembra que nesse sistema estrutural, o tabuleiro deve possuir grande rigidez à torção, sendo para tanto usualmente construído em concreto protendido ou em material metálico. A figura 13 ilustra um exemplo de ponte estaiada.

Figura 13 – Ponte estaiada com cabos dispostos em leque



(fonte: VITÓRIO, 2002, p. 17)

4 DETERMINAÇÃO DA VAZÃO DE PROJETO

O capítulo em questão tem como objetivo apresentar os critérios e métodos comumente adotados na determinação da vazão de projeto necessária ao dimensionamento hidráulico de pontes.

4.1 PRINCIPAL CRITÉRIO

Para as estruturas de pontes, assim como em muitas outras obras de engenharia, “[...] a segurança e durabilidade [...] [são associadas a um] tempo ou período de recorrência, cujo significado se refere ao espaço de tempo em anos onde provavelmente ocorrerá um fenômeno de grande magnitude, pelo menos uma vez.” (DNIT, 2005, p. 19). No caso das pontes, “[...] este tempo [...] [refere-se] a enchentes de projeto que orientarão o dimensionamento, de modo que a estrutura indicada resista a essas enchentes sem risco de superação, resultando desta forma a designação usual de descarga de projeto.” (DNIT, 2005, p. 19).

Como os danos em pontes, no caso das enchentes, ocorrem devido à insuficiência de capacidade de vazão nas suas seções, a escolha do tempo de recorrência (*TR*) torna-se muito importante para o projeto, já que quanto maior ele for maior será a descarga de projeto e conseqüentemente maior será o volume de água que escoará sob a ponte. Além disso, considerando o fato das pontes abrangirem cursos d’água com maior vazão, esses danos podem ser muito significativos, ocasionando em alguns casos a destruição da mesma ou a ruptura dos aterros contíguos, exigindo obras de reconstrução muito onerosas e demoradas. Portanto para pontes, como principal critério adotado na determinação da descarga de projeto, definem-se **tempos de recorrência de 50 a 100 anos** (dependendo do tipo e importância da obra), visando evitar esses possíveis danos que possam ser causados por futuras enchentes, enquanto que no caso de bueiros, por exemplo, os tempos de recorrência adotados são de 10 a 20 anos (DNIT, 2005).

4.2 MÉTODOS DE CÁLCULO

De acordo com o DNIT (2005, p. 15), “[...] os métodos de cálculo [de vazão de projeto] usuais visam o estabelecimento da descarga máxima suportável, considerando desprezíveis as perdas que possam ocorrer por absorção pela vegetação ou pela evapotranspiração.”. Além disso, um ponto importante na determinação da vazão de projeto é o fato de que nem sempre dispomos de registros fluviométricos para o curso d’água que precisa ser transposto pela ponte, principalmente se tratando de pequenos talwegues inseridos em bacias hidrográficas de pouca importância hidrológica. Neste caso, a determinação da vazão de projeto se dá através de procedimentos indiretos, com o uso de expressões matemáticas que estabelecem a relação chuva-deflúvio, em cuja definição se considera a importância das perdas por infiltração (DNIT, 2005).

Do mesmo modo, é importante ressaltar que (DNIT, 2005, p. 15):

No estabelecimento das descargas de projeto, embora sejam adotados diversos procedimentos simplificadores, perfeitamente justificáveis para a natureza das obras dimensionadas, deve-se dar tanta importância às características fisiográficas das bacias que independem das condições climáticas, como das características pedológicas, que indicam o comportamento dos cursos d’água em função dos solos e de cobertura vegetal destas bacias.

Portanto, considerando que os estudos hidrológicos para projetos de pontes visam primordialmente fornecer informações para o dimensionamento de uma estrutura capaz de conduzir de maneira satisfatória as vazões afluentes a ela, os métodos usualmente adotados buscam a quantificação das vazões máximas (de projeto) através de procedimentos matemáticos, sejam eles estatísticos ou empíricos (DNIT, 2005). Alguns desses métodos usualmente adotados para determinar as vazões de projeto são apresentados nos itens que se seguem.

4.2.1 Análise estatística de dados

Quando existem registros fluviométricos na região onde se pretende transpor o curso d’água (com uma ponte por exemplo), podem ser aplicados métodos estatísticos com esses dados a fim de se encontrar a descarga máxima para o tempo de recorrência definido no projeto, ou

seja, a vazão de projeto. Entretanto, é importante ressaltar que a utilização de métodos estatísticos é (DNIT, 2005, p. 29):

[...] recomendável para períodos de recorrência de no máximo 100 anos ou menor que o dobro do período de dados disponíveis, pois, nestes casos, qualquer lei de distribuição é satisfatória, porque, normalmente, os resultados diferem pouco entre si.

Os resultados da extrapolação estatística obtidos segundo diversas leis de distribuição começam a divergir apreciavelmente somente para tempos de recorrência mais elevados, para os quais a aplicação não é mais recomendável.

Outro fato importante é que as descargas dos rios, por estarem sujeitas a outros fatores, como permeabilidade do solo, cobertura vegetal, forma da bacia, declividade dos cursos d'água e amortecimento das descargas extravasadas, não possuem uma distribuição estatística aceitável para acomodar os picos de enchentes excepcionais, que ocorrem com baixa frequência, de forma a atender de maneira satisfatória todos os casos (DNIT, 2005).

Por esse motivo, o DNIT (2005, p. 30) alerta que:

[...] os resultados dos estudos estatísticos de descargas máximas de rios devem ser aceitos com muita reserva e precaução, pois é grande a irregularidade que pode ocorrer na sua sucessão natural, sendo frequente o aparecimento de uma descarga tão excepcionalmente maior que as outras, da série observada, que se tem dúvida sobre o tempo de recorrência a ser atribuído ou sobre qual o grau de influência a ser adotado na curva de ajustamento estatístico. [...] [Aliás,] ocorrências de descargas extremas fugindo da distribuição estatística das séries observadas têm sido descritas freqüentemente, o que sugere uma grande reserva na aplicação de métodos estatísticos para obras importantes e especialmente para enchentes de períodos de recorrência muito elevados.

Os modelos estatísticos usualmente aplicados para determinar as vazões de projeto são as leis de distribuição estatísticas de **Gumbel**, **Hazen** e **Log Pearson III**, sendo que nenhum desses procedimentos pode ser considerado melhor que os outros, justamente pelo fato de que uma lei estatística não é capaz de traduzir com total fidelidade as complexas relações que ocorrem nas descargas mais raras (DNIT, 2005).

4.2.2 Método do Hidrograma Unitário Triangular

Nos projetos de pontes geralmente não se dispõem de dados fluviométricos do curso d'água que será transposto, especialmente tratando-se de bacias hidrográficas com pequena importância hidrológica, sendo estas as mais comuns. Nesses casos, o método de cálculo mais

indicado é a aplicação de um Hidrograma Unitário Sintético, cujas características são baseadas na generalização das condições medidas de escoamento de numerosos estudos para os quais se dispõe de dados fluviométricos (DNIT, 2005).

Entretanto, o Hidrograma Unitário Sintético (proposto por Snyder) possui uma formulação muito complexa com validade duvidosa em regiões onde os modelos envolvidos nessa formulação não tenham sido satisfatoriamente comprovados. Portanto, visando uma aplicação mais prática, adota-se com mais frequência o **Hidrograma Unitário Triangular** (ou Método do SCS), desenvolvido pelo *U.S. Soil Conservation Service*, devido principalmente a sua formulação mais simples e por ser suficientemente preciso (DNIT, 2005).

É importante ressaltar que a imprecisão decorrente das simplificações nos parâmetros de cálculo introduzidas pelo *U.S. Soil Conservation Service* frente ao hidrograma proposto por Snyder, tornam-se pouco expressivas frente à incerteza na definição de outros fatores, como por exemplo o tempo de concentração da bacia hidrográfica e a relação chuva-deflúvio para a mesma. O Hidrograma Unitário Triangular baseia-se principalmente no conceito do tempo de concentração, desprezando as imprecisões que possam ocorrer na sua determinação, enquanto que, no hidrograma proposto por Snyder, se esse conceito não for determinado com maior precisão o resultado do hidrograma pode apresentar uma menor exatidão (DNIT, 2005).

A aplicação do Hidrograma Unitário Triangular por ser dividida em três fases principais distintas, que são (DNIT, 2005):

- a) definição da chuva de projeto que irá compor o hidrograma, resultante do estudo estatístico de dados pluviográficos;
- b) determinação da relação chuva-deflúvio com suas perdas, obtidas através da expressão de Mockus e da aplicação do número de curva CN;
- c) cômputo do hidrograma total, somando-se o produto dos excessos de precipitação pelas ordenadas do hidrograma unitário.

4.2.3 Método Racional

O Método Racional consiste no cálculo da descarga máxima de uma enchente de projeto (vazão de projeto) através de uma expressão muito simples que relaciona o valor dessa descarga com a área da bacia hidrográfica e a intensidade da chuva. O método exige a definição de um parâmetro único que representa o comportamento da área estudada na

formação do deflúvio e, por consequência, reúne todas as incertezas dos muitos fatores que interferem neste parâmetro, conhecido como coeficiente de deflúvio (ou coeficiente de *runoff*). Esse coeficiente representa, de maneira simples, a relação entre a vazão e a precipitação que lhe deu origem, envolvendo não só o volume da precipitação vertida, mas também o efeito das perdas por retenção e infiltração do solo durante a tempestade de projeto (DNIT, 2005).

Na formulação do Método Racional admite-se que:

[...] a precipitação sobre a área é constante e uniformemente distribuída sobre a superfície da bacia. Para considerar que todos os pontos da bacia contribuem na formação do deflúvio é estabelecido que a duração de chuva deve ser igual ou maior que o seu tempo de concentração e, como a intensidade da chuva decresce com o aumento da duração, a descarga máxima resulta de uma chuva com duração igual ao tempo de concentração da bacia.

Portanto, considerando a intensidade da precipitação com duração igual ao tempo de concentração da bacia, a seguinte equação expressa o Método Racional (DNIT, 2005):

$$Q = \frac{C_r \cdot i \cdot A_d}{3,6} \quad (\text{equação 1})$$

Onde:

Q = vazão do escoamento em m³/s;

C_r = coeficiente de *runoff* (adimensional);

i = intensidade da chuva de projeto em mm/h;

A_d = área da bacia hidrográfica (bacia de drenagem) em km².

Devido a sua extraordinária facilidade de uso, esta expressão é, dentre os vários métodos de avaliação de descargas de projeto, aquele que é utilizado com maior frequência, não só no Brasil, mas em todo o mundo. Esse método é usado preferencialmente em bacias de pequena área, o que não significa que não seja aplicável a bacias maiores, como usualmente ocorre em outros países. Evidentemente, para aplicá-lo em bacias maiores torna-se necessário corrigir as precipitações através de um fator de redução para a área, uma vez que a distribuição na superfície da bacia deixa de ser uniforme (DNIT, 2005).

Um limite de extensão da bacia hidrográfica para a aplicação direta do Método Racional pode ser o proposto pelo Departamento de Águas e Energia Elétrica (SÃO PAULO, 2005), sendo o método aplicável a bacias com área não superior a 2 km².

5 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DE PONTES

O capítulo em questão tem como objetivo apresentar os conceitos fundamentais e os critérios e métodos comumente adotados no dimensionamento hidráulico de pontes, que visa determinar a distância vertical existente entre a cota inferior da superestrutura da ponte e o nível d'água máximo provável do escoamento, possibilitando assim que a segurança da ponte seja avaliada.

5.1 CONCEITOS FUNDAMENTAIS

O item em questão aborda os conceitos fundamentais da hidráulica de canais abertos, necessários ao entendimento e aplicação dos métodos e critérios de um dimensionamento hidráulico de pontes.

5.1.1 Tipos de escoamento em canais abertos

Os tipos de escoamento que comumente ocorrem em canais abertos podem ser classificados segundo a variação temporal e a variação espacial. Em se tratando da variação temporal, um **escoamento permanente** é aquele em que a profundidade do escoamento na seção transversal não varia ou pode ser considerada como invariável ao longo de um determinado intervalo de tempo, caso isso não se cumpra, tem-se um **escoamento não-permanente**. Quando analisado do ponto de vista da variação espacial, um **escoamento uniforme** é aquele em que a profundidade do escoamento não varia ou pode ser considerada como invariável ao longo das diferentes seções transversais do canal, caso contrário, tem-se um **escoamento variado**. Essa variação espacial do escoamento pode ser gradual, **gradualmente variado**, ou brusca, **bruscamente variado**. Sendo assim, tem-se as seguintes classificações (CHOW, 1959):

- a) **escoamento permanente**,
 - uniforme;
 - gradualmente variado;
 - bruscamente variado;

b) escoamento não permanente,

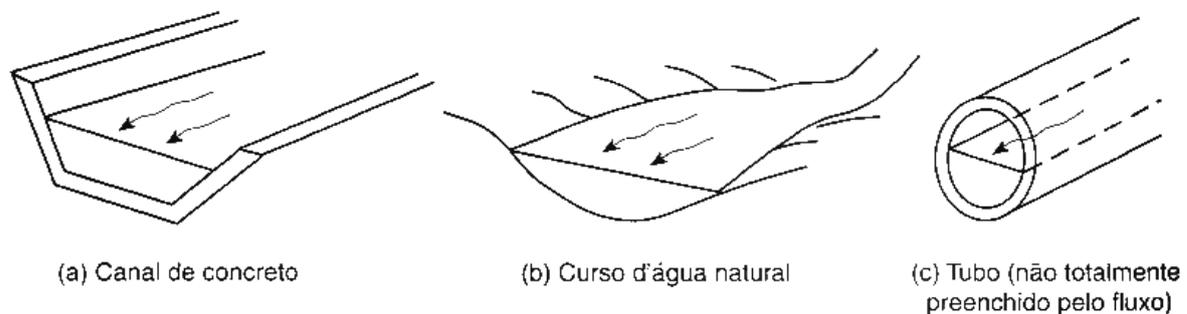
- uniforme (praticamente impossível de ocorrer);
- gradualmente variado;
- bruscamente variado.

5.1.2 Tipos de canais abertos

Os canais abertos podem ser classificados segundo a sua origem ou geometria. Segundo Chow (1959), de acordo com a sua origem um canal pode ser **natural** ou **artificial**, sendo os canais naturais aqueles que existem na natureza do nosso planeta (rios, córregos, etc.) e os artificiais aqueles construídos pelo ser humano (canais de irrigação, canais de drenagem, etc.). Ele também ressalta que os **canais naturais** possuem propriedades hidráulicas muito irregulares na maioria das vezes, diferentemente dos **canais artificiais**, que são mais regulares nesse aspecto.

Quanto a geometria, um canal pode ser **prismático**, quando a sua seção e declividade não variam ao longo do seu comprimento, ou **não-prismático**, quando acontece o oposto. Canais naturais são geralmente não-prismáticos, ao passo que os canais artificiais são geralmente construídos com seções regulares, sendo então prismáticos (CHOW, 1959). A figura 14 ilustra alguns exemplos de canais abertos.

Figura 14 – Exemplos de canais abertos

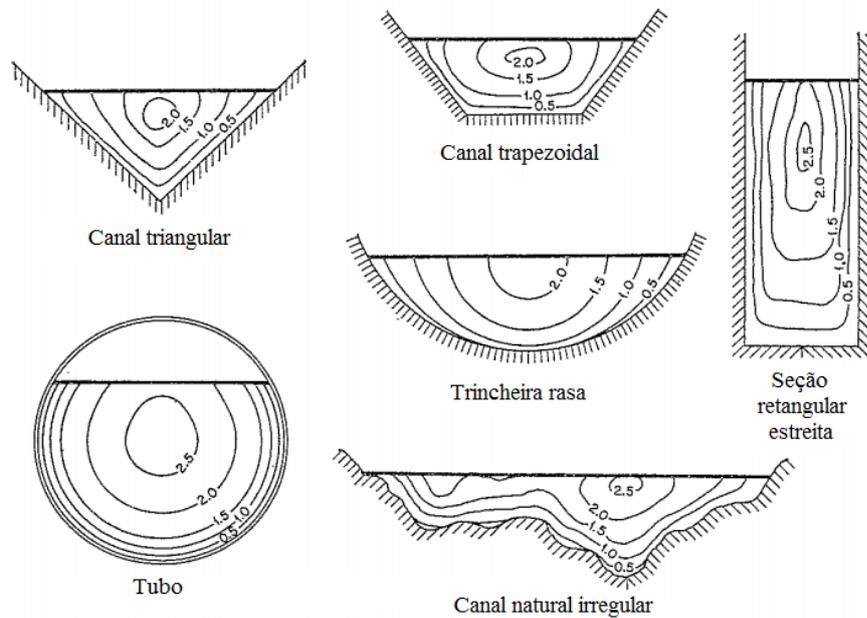


(fonte: GRIBBIN, 2009, p. 86)

É importante lembrar que a velocidade do escoamento num canal não é uniformemente distribuída pela seção do mesmo devido à existência de uma superfície livre da água em contato com o ar e à fricção do escoamento com o fundo e as paredes do canal (função da

rugosidade do material do canal), justificando a consideração em muitos casos da velocidade média da seção ao invés da real velocidade do escoamento num ponto considerado (CHOW, 1959). A figura 15 mostra algumas seções de canais e as suas respectivas distribuições de velocidade em função da velocidade média.

Figura 15 – Curvas típicas de igual velocidade em várias seções de canais em função da velocidade média no mesmo



(fonte: adaptado de CHOW, 1959, p. 25)

5.1.3 Elementos geométricos dos canais

De acordo com Chow (1959), **elementos geométricos** são propriedades de uma seção de canal que podem ser definidos totalmente pela geometria da seção e a profundidade do escoamento. Assim sendo, alguns elementos geométricos de canais essenciais são definidos nos parágrafos a seguir.

Primeiramente tem-se a **profundidade** do escoamento, y , que pode ser definida como “[...] a distância vertical do fundo do canal até a superfície da água.” (GRIBBIN, 2009, p. 87).

Seguindo, tem-se o **perímetro molhado**, P , definido como “[...] a distância, ao longo da seção transversal do canal que está em contato com a água em escoamento.” (GRIBBIN, 2009, p. 87).

Outra definição importante é o **raio hidráulico**, R , “[...] definido como a área da seção transversal (também denominada área molhada) dividida pelo perímetro molhado [...]” (GRIBBIN, 2009, p. 87):

$$R = \frac{A}{P} \quad (\text{equação 2})$$

Onde:

R = raio hidráulico da seção;

A = área da seção transversal (ou área molhada);

P = perímetro molhado da seção.

Gribbin (2009, p. 87) ainda traz uma definição para a **declividade** I do fundo canal como sendo “[...] o desnível vertical dividido pelo comprimento horizontal do fundo [...]” (lembrando que muitas vezes esta é expressa em porcentagem). Por último, tem-se a definição da **profundidade hidráulica**, y_h , como sendo a área da seção transversal (área molhada) dividida pela largura do canal na superfície líquida (GRIBBIN, 2009):

$$y_h = \frac{A}{T} \quad (\text{equação 3})$$

Onde:

y_h = profundidade hidráulica do escoamento na seção;

A = área da seção transversal (ou área molhada);

T = largura do canal na superfície líquida.

5.1.4 Leis de conservação

Gribbin (2009, p. 45) explica que “Quando flui de um ponto mais alto para um ponto mais baixo, a água segue as leis da física, como qualquer outro objeto.”. Ele complementa que dessas leis, algumas podem ser expressas na forma de leis de conservação (massa e energia). As leis de conservação de massa (**equação da continuidade**) e de energia (**equação de Bernoulli**) são descritas nos itens que seguem.

5.1.4.1 Conservação de massa

Considerando que a água é um fluido incompressível, “[...] a quantidade de massa passando em uma seção transversal 1 por tempo unitário é igual à quantidade de massa passando em uma seção transversal 2 [...]” (GRIBBIN, 2009, p. 50), ou seja:

$$V_1 A_1 = V_2 A_2 \quad (\text{equação 4})$$

Onde:

V_1 = velocidade média da seção 1;

A_1 = área da seção transversal 1;

V_2 = velocidade média na seção 2;

A_2 = área da seção transversal 2.

Sabendo que a velocidade média do escoamento em uma seção transversal é definida como sendo a vazão que por ela escoar dividida pela área molhada da mesma, rearranjando os termos tem-se a seguinte equação (CHOW, 1959; GRIBBIN, 2009):

$$Q = VA \quad (\text{equação 5})$$

Onde:

Q = vazão do escoamento;

V = velocidade média da seção transversal;

A = área da seção transversal (ou área molhada).

Pode-se expressar então a equação 4 da seguinte maneira, também conhecida como **equação da continuidade** (CHOW, 1959; GRIBBIN, 2009):

$$Q = V_1 A_1 = V_2 A_2 \quad (\text{equação 6})$$

Onde:

Q = vazão do escoamento;

V_1 = velocidade média da seção 1;

A_1 = área da seção transversal 1;

V_2 = velocidade média na seção 2;

A_2 = área da seção transversal 2.

É importante ressaltar que essa equação é válida somente para um **escoamento permanente**, ou seja, quando a vazão ao longo das seções não muda no intervalo de tempo considerado (GRIBBIN, 2009).

5.1.4.2 Conservação de energia

Sabendo que a carga total de energia (H), em metros, para uma linha de corrente passando por uma seção transversal de um canal é a soma da **carga de posição**, da **carga de pressão** e da **carga de velocidade** (termo mais à direita na equação 7), pode-se escrever para uma seção qualquer de um canal com **pequena declividade** o seguinte (CHOW, 1959):

$$H = z + y + \frac{V^2}{2g} \quad (\text{equação 7})$$

Onde:

H = carga total de energia;

z = distância vertical do referencial até o fundo do canal (carga de posição);

y = profundidade do escoamento (carga de pressão);

V = velocidade média na seção;

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

Considerando os princípios da conservação de energia, pode-se afirmar que a carga total de energia numa seção 1 a montante deve ser igual a carga total de energia numa seção 2 a jusante mais a perda de carga h_f entre as duas seções, portanto a seguinte equação é verdadeira (CHOW, 1959):

$$z_1 + y_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + h_f \quad (\text{equação 8})$$

Onde:

z_1 = distância vertical do referencial até o fundo do canal na seção 1;

y_1 = profundidade do escoamento na seção 1;

V_1 = velocidade média na seção 1;

α_1 = coeficiente de ajuste da velocidade da seção 1;

z_2 = distância vertical do referencial até o fundo do canal na seção 2;

y_2 = profundidade do escoamento na seção 2;

V_2 = velocidade média na seção 2;

α_2 = coeficiente de ajuste da velocidade da seção 2;

h_f = perda de carga entre as duas seções;

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

A equação 8 é conhecida como a **equação da energia** para canais de pequena declividade, considerando que as velocidades em cada seção não são exatamente iguais. Quando α_1 e α_2 são iguais a 1,0 e não se tem perda de carga entre as seções (h_f nulo), a equação 8 se torna a **equação de Bernoulli** (CHOW, 1959):

$$z_1 + y_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} = \text{constante} \quad (\text{equação 9})$$

Onde:

z_1 = distância vertical do referencial até o fundo do canal na seção 1;

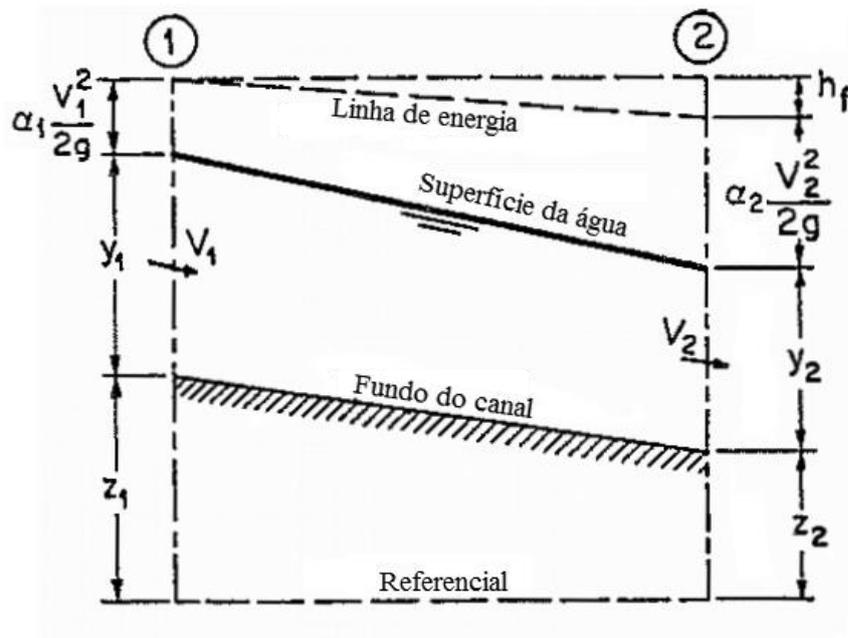
y_1 = profundidade do escoamento na seção 1;

V_1 = velocidade média na seção 1;

z_2 = distância vertical do referencial até o fundo do canal na seção 2;
 y_2 = profundidade do escoamento na seção 2;
 V_2 = velocidade média na seção 2;
 g = aceleração da gravidade (aproximadamente 9,81 m/s²).

As variáveis apresentadas nas equações anteriores podem ser visualizadas na figura 16.

Figura 16 – Cargas de energia do escoamento em um canal de pequena inclinação



(fonte: adaptado de CHOW, 1959, p. 4)

5.1.5 Escoamentos supercrítico, crítico e subcrítico

De acordo com Gribbin (2009, p. 90, grifo do autor), para um escoamento permanente, “Quando a água escoar em um canal prismático, depois de uma transição inicial, ela alcança e mantém uma velocidade constante e uma profundidade constante chamada **profundidade normal**, [...] [y_n].”. Isso se deve ao fato de que a componente peso na direção do canal, que impulsiona a água, equilibra-se com a força de atrito, na direção contrária, produzida pela rugosidade das paredes e do fundo do canal, fazendo com que a água escoar com velocidade constante. Gribbin (2009, p. 90) completa afirmando que “A profundidade normal depende da

declividade, da rugosidade do revestimento, das dimensões da seção transversal e da vazão escoada.”.

Outra profundidade particular que se deve considerar é a **profundidade crítica**, y_c , que ocorre quando o valor da energia específica, definida com sendo a carga de energia total acima do leito do canal, no escoamento atinge o seu valor mínimo, E_{min} . A **energia específica**, E , em um canal pode ser calculada através da seguinte equação (GRIBBIN, 2009):

$$E = y + \frac{V^2}{2g} \quad (\text{equação 10})$$

Onde:

E = energia específica;

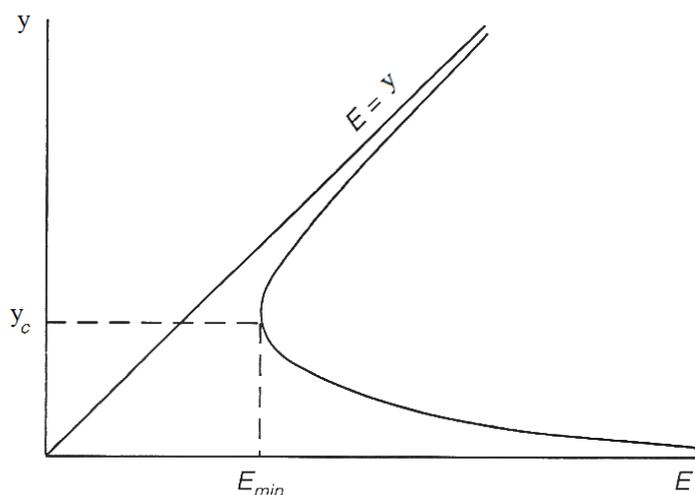
y = profundidade do escoamento;

V = velocidade média na seção;

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

Plotando uma curva (figura 17) da **energia específica** contra a **profundidade do escoamento**, para um valor constante de vazão, é possível identificar o ponto onde E_{min} e y_c ocorrem (GRIBBIN, 2009).

Figura 17 – Curva da energia específica para um valor fixo de vazão



(fonte: adaptado de GRIBBIN, 2009, p. 90)

Segundo Gribbin (2009, p. 91), “A profundidade crítica é um conceito teórico que depende apenas da forma do canal e da vazão [...] [sem depender] da rugosidade do revestimento ou da declividade do canal.”. Um escoamento é considerado **subcrítico** quando a profundidade do escoamento atinge valores maiores que a profundidade crítica. Caso a profundidade de escoamento seja menor que a profundidade crítica, o escoamento é **supercrítico**, e se ela for igual à profundidade crítica, tem-se um escoamento **crítico**. Quando o escoamento é crítico, a velocidade do mesmo é denominada **velocidade crítica** e a declividade de **declividade crítica**. A profundidade crítica para um escoamento permanente uniforme ou gradualmente variado com um canal de pequena declividade (menor que 8%) pode ser calculada a partir da área molhada obtida da seguinte relação, quando E é igual à E_{min} (GRIBBIN, 2009):

$$\frac{A^3}{T} = \frac{Q^2}{g} \quad (\text{equação 11})$$

Onde:

A = área da seção transversal (ou área molhada);

T = largura do canal na superfície líquida;

Q = vazão do escoamento;

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

Outro parâmetro que pode ser usado para definir qual estado o escoamento se encontra é o **número de Froude**. A definição do número de Froude, F , para um canal retangular é (GRIBBIN, 2009):

$$F = \frac{V}{\sqrt{gy}} \quad (\text{equação 12})$$

Onde:

F = número adimensional de Froude;

V = velocidade média na seção;

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

y = profundidade do escoamento.

Já para canais não retangulares (GRIBBIN, 2009):

$$F = \frac{V}{\sqrt{gy_h}} \quad (\text{equação 13})$$

Onde:

F = número adimensional de Froude;

V = velocidade média na seção;

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

y_h = profundidade hidráulica do escoamento na seção.

Então, o escoamento pode ser definido através dos seguintes critérios para o valor de F obtido (GRIBBIN, 2009):

- a) se F for menor que 1: o escoamento é subcrítico;
- b) se F for igual a 1: o escoamento é crítico;
- c) se F for maior que 1: o escoamento é supercrítico.

5.2 MÉTODOS E CRITÉRIOS

A fixação do nível da superestrutura de uma ponte – um dos objetivos da realização do dimensionamento hidráulico de pontes – depende da determinação do nível máximo das águas que é função da descarga de projeto, de tal forma que se deseja evitar que a ponte fique submersa ou seja afetada de maneira destrutiva pela enchente de projeto. Costuma-se adotar uma folga mínima de 1,00 m entre a cota de máxima cheia e a face inferior da superestrutura – normalmente a face inferior das longarinas ou, no caso de longarinas com inércia variável, a base dos aparelhos de apoio – com o intuito de possibilitar a passagem de materiais flutuantes (troncos e galhos por exemplo), muito comuns durante as enchentes. Quando existe um posto fluviométrico nas proximidades da obra, algo não muito comum para bacias de baixa importância hidrológica, a relação entre cota e descarga (curva chave) desse posto pode ser utilizada para determinar o nível d'água máximo procurado para as descargas de projeto. Não

sendo a situação, torna-se necessário determinar o nível máximo a partir de cálculos hidráulicos para canais abertos (DNIT, 2005).

5.2.1 Nível d'água Máximo Provável (NAMMP)

O DNIT (2006) apresenta uma metodologia para determinar o nível d'água máximo provável em canais naturais, cujas seções são geralmente irregulares, através da **equação de Manning** (apresentada abaixo).

$$V = \frac{R^{2/3} I^{1/2}}{n} \quad (\text{equação 14})$$

Onde:

V = velocidade média na seção;

R = raio hidráulico da seção;

I = declividade do canal ou leito do rio;

n = coeficiente de rugosidade.

Para que seja aplicada essa metodologia, devem ser obtidos os seguintes elementos (DNIT, 2006, p. 131):

- a) descarga do projeto, obtida pelos estudos hidrológicos, levando em conta o tempo de recorrência adotado e os métodos de cálculo recomendados para o caso, de preferência os estatísticos, sempre que possível;
- b) declividade do leito do rio, ou do seu gradiente, determinada entre dois pontos distantes no mínimo de 200 m, sendo um a montante e outro a jusante do eixo da [...] [ponte], do qual devem distar 100 m cada um;
- c) levantamento de seções normais ao curso do rio no local de sua travessia pelo eixo da [...] [ponte,] a montante e a jusante;
- d) fixação do coeficiente de Manning [(rugosidade)] a adotar para o curso d'água após inspeção local e exame da [...] [tabela 1].

Os valores para o coeficiente de rugosidade recomendados pelo DNIT (2006) são apresentados na tabela 1.

Tabela 1 – Valores para os coeficientes de rugosidade para diversos canais naturais

Arroios Menores (largura à superfície no estágio de inundação menor que 30,00 m)	
Curso d'água natural	
Cursos d'água em região plana	<i>n</i>
Limpo, regular, cheio e de fundo regular	0,025 a 0,030
Idem, mas com pedras e vegetação	0,030 a 0,035
Limpo, sinuoso, algumas piscinas e bancos de areia	0,033 a 0,040
Idem, alguma vegetação e pedras	0,035 a 0,045
Alguma vegetação, plantas livres nas margens	0,040 a 0,048
Alguma vegetação, plantas pesadas nas margens	0,050 a 0,070
Correntes muito lentas, cheias de plantas e piscinas profundas	0,050 a 0,070
Alguma vegetação, densos salgueiros nas margens	0,060 a 0,080
Para árvores dentro do canal com ramos submersos no estágio alto todos os valores acima devem ser acrescidos de	0,010 e 0,020
Para seção irregular, com charcos, meandros suaves, aumente os valores acima de	0,010 e 0,020
Correntes montanhosas, sem vegetação no canal, margens íngremes, árvores e plantas ao longo das margens submersas no alto estágio	<i>n</i>
Fundo de cascalho, seixo rolado e poucos matacões	0,040 a 0,050
Fundo de seixos com grandes matacões	0,050 a 0,070
Várzeas (adjacente ao curso d'água natural)	
Pasto sem arbustos	<i>n</i>
Capim baixo	0,025 a 0,030
Capim alto	0,030 a 0,040
Áreas cultivadas	<i>n</i>
Limpo, regular, cheio e de fundo regular	0,025 a 0,030
Idem, mas com pedras e vegetação	0,030 a 0,035
Vegetação rasteira não alinhada	0,040 a 0,050
Mato cerrado, arbustos dispersos	0,050 a 0,070
Arbustos pequenos e arvores	0,050 a 0,080
Vegetação de media a densa	0,070 a 0,110
Árvores de grande porte	<i>n</i>
Limpo, regular, cheio e de fundo regular	0,025 a 0,030
Idem, mas com pedras e vegetação	0,030 a 0,035
Idem, mas com grande crescimento de renovos	0,060 a 0,080
Arvoredo denso, algumas árvores baixas, pouca vegetação rasteira, estágio caudaloso sob os ramos	0,100 a 0,120
Idem, mas com o estágio caudaloso atingindo os ramos	0,120 a 0,160
Arroios Maiores (largura à superfície no estágio de inundação maior que 30,00 m)*	
Qualquer curso d'água	<i>n</i>
Limpo, regular, cheio e de fundo regular	0,025 a 0,030
Idem, mas com pedras e vegetação	0,030 a 0,035

*O valor de *n* é menor que aqueles para arroios menores uma vez que as margens são relativamente menos influentes

(fonte: adaptado de DNIT, 2006)

Portanto, para cada altura *y* do nível d'água corresponde uma área molhada, um perímetro molhado e, conseqüentemente, um raio hidráulico e velocidade, que podem ser relacionados através da equação de Manning. Aplicando o princípio da conservação de massa (equação 5),

substituindo assim o valor da velocidade, e rearranjando as variáveis da equação de Manning obtêm-se (DNIT, 2006):

$$AR^{2/3} = \frac{Q \times n}{I^{1/2}} \quad (\text{equação 15})$$

Onde:

A = área da seção transversal (ou área molhada);

R = raio hidráulico da seção;

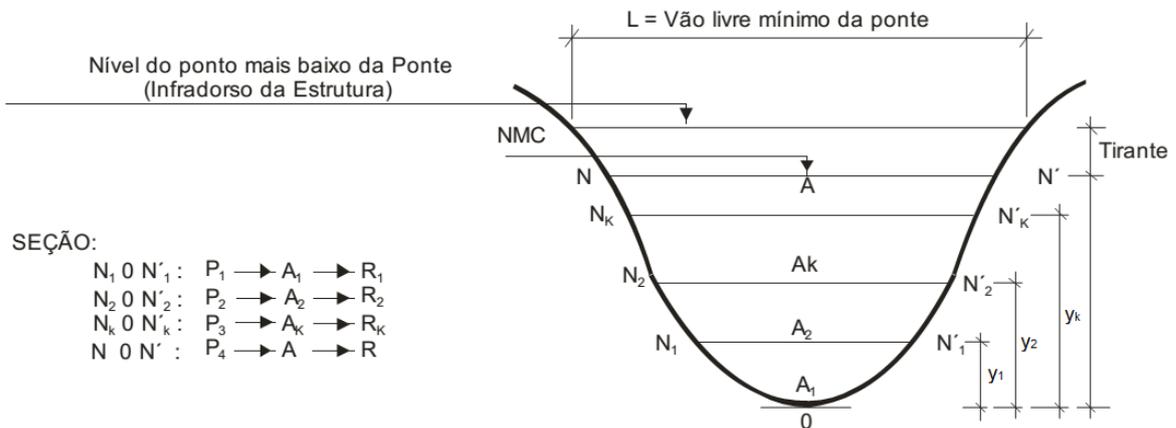
Q = vazão do escoamento;

n = coeficiente de rugosidade;

I = declividade do canal ou leito do rio.

A figura 18 apresenta uma a seção transversal típica e os diferentes níveis considerados na aplicação do método.

Figura 18 – Seção transversal de um rio

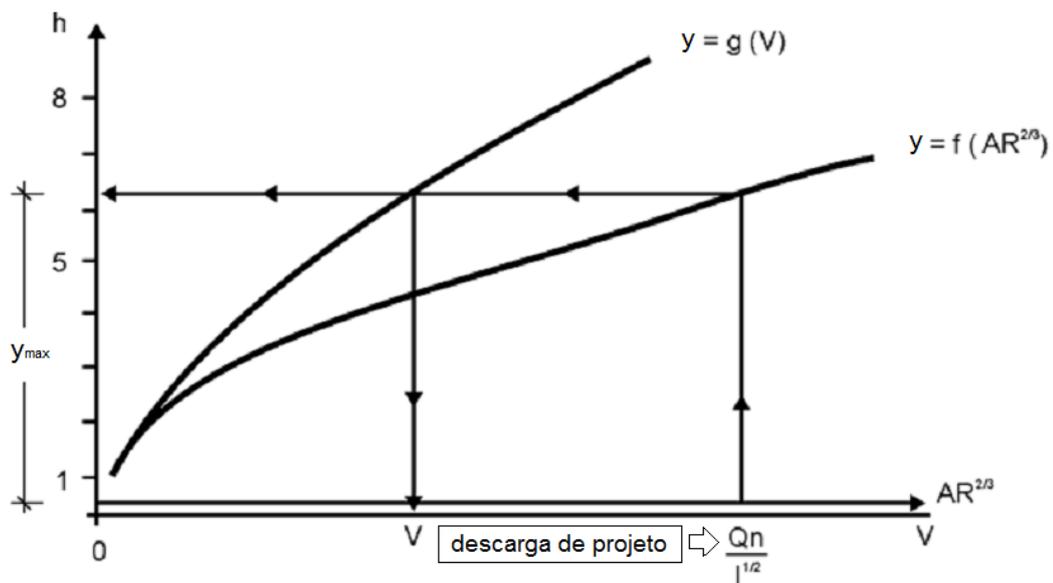


(fonte: adaptado de DNIT, 2006 p. 132)

Considerando-se que I e n são constantes e independentes da altura do nível d'água, verifica-se que V e Q são função apenas de y . Portanto, variando-se os valores de y , traçam-se duas curvas, onde no eixo das abcissas, em duas escalas para simplificação dos desenhos, estão os valores de $AR^{2/3}$ e V e no eixo das ordenadas os valores de y especificados. Com o valor da descarga Q de projeto, calculada através dos estudos hidrológicos, calcula-se o valor de $AR^{2/3}$

correspondente (equação 15) e a partir deste valor, no eixo das ordenadas, pode-se obter o valor de y_{max} (nível d'água máximo provável) e o valor da velocidade V estimado para a seção de cheia máxima prevista (DNIT, 2006). A figura 19 exemplifica melhor a metodologia apresentada.

Figura 19 – Curvas de $y = f(AR^{2/3})$ e $y = g(V)$



(fonte: adaptado de DNIT, 2006 p. 133)

É importante ressaltar que (DNIT, 2006, p. 134):

Deve ser verificado se o rio para o qual se cogita a construção da ponte deságua em outro curso d'água ou barragem. Nesse caso, necessita-se de estudo de remanso acrescentando-se ao nível de máxima cheia do rio, no qual a ponte está sendo projetada, a elevação do nível d'água devido ao remanso.

Igual precaução deve ser tomada em relação à elevação das marés, no estudo das pontes em rios próximos ao litoral, pois poderá coincidir uma máxima cheia do rio com a maré no nível máximo.

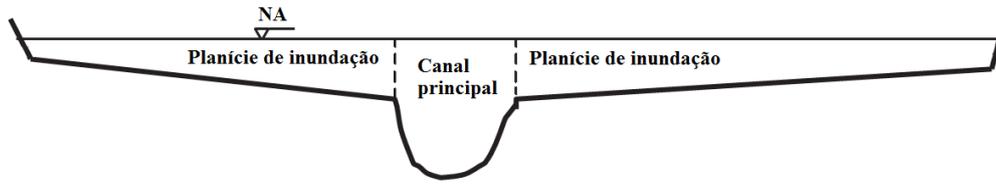
Do mesmo modo, após a concepção estrutural da ponte, deve ser confirmado que a seção de vazão, levando em consideração a seção da ponte e a largura e forma dos pilares, é suficiente para acomodar a enchente de projeto, de modo que seja verificado a ocorrência de alguma variação considerável do nível d'água máximo provável que possa comprometer a segurança da estrutura ou das áreas próximas ao curso d'água (DNIT, 2006).

5.2.2 Escoamento gradualmente variado e remanso em canais

Caso o curso d'água para o qual se cogita a construção da ponte deságue em outro curso d'água ou em uma barragem ou sofra influência das marés, torna-se necessário verificar se o remanso provocado por um desses obstáculos não irá causar acréscimos consideráveis ao nível d'água máximo provável calculado pelo método descrito anteriormente. O DNIT (2006) apresenta um método para determinar o remanso em canais prismáticos, porém como a maioria dos cursos d'água transpostos são canais naturais, ou seja, com seções irregulares, essa metodologia não seria a ideal. Importante ressaltar que independente do método a ser utilizado na determinação do perfil hidráulico teórico, ou da forma como é mais conhecido, o remanso, é necessário conhecer a cota do obstáculo a jusante (seja ele o nível d'água de uma barragem ou o nível da maré) para que sejam aplicados esses métodos (DNIT, 2006).

Para canais não-prismáticos ou naturais (também podendo ser aplicado em canais prismáticos), o método mais indicado para o cálculo do perfil hidráulico teórico em escoamentos gradualmente variados é o **Método do Passo Padrão** (*Standard Step Method*). Como nesses canais a declividade do fundo não é bem definida, torna-se mais conveniente apresentar as equações do método em termos de um referencial para as seções conhecidas ao invés de se utilizar a inclinação do fundo. Além disso, canais naturais podem ter uma parte principal e uma ou duas planícies de inundação, portanto a velocidade média do escoamento pode ser significativamente diferente devido as diferentes profundidades do escoamento e coeficientes de rugosidade dessas subseções, sendo essa variação contabilizada através dos fatores de correção da velocidade (α). Além das perdas por atrito no escoamento, em canais naturais perdas de energia adicionais ocorrem devido as mudanças nas formas e dimensões das seções transversais ao longo de um canal. Essas perdas resultantes de expansões e contrações do escoamento são denominadas perdas turbulentas (*eddy losses*). A figura 20 exemplifica as divisões de um canal composto (AKAN, 2006).

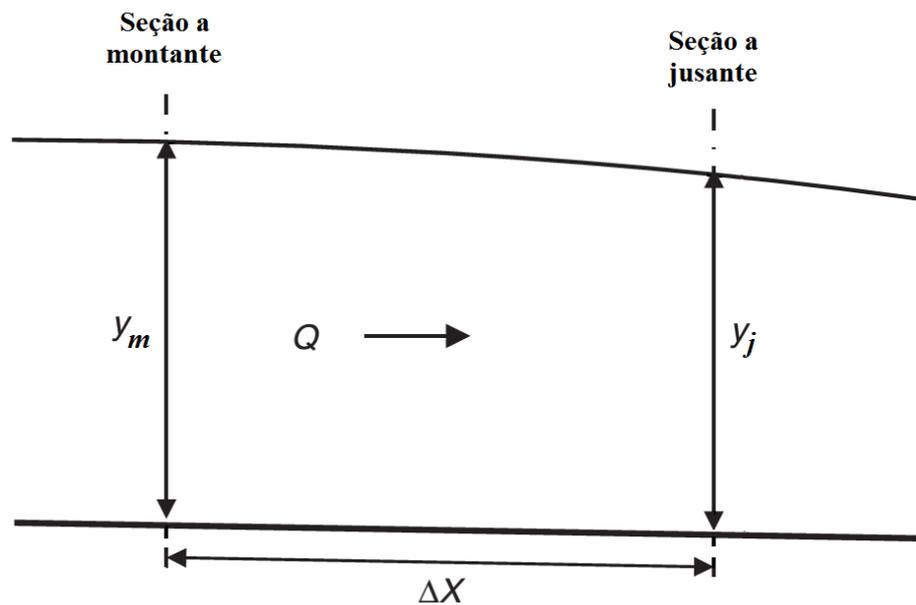
Figura 20 – Canal composto



(fonte: adaptado de AKAN, 2006, p. 88)

A figura 21 apresenta um esquema para definição do Método do Passo Padrão, facilitando assim o seu entendimento.

Figura 21 – Esquema para definição do Método do Passo Padrão



(fonte: adaptado de AKAN, 2006, p. 111)

A partir dessas considerações, fazendo referência à figura 21 e utilizando-se das equações de energia descritas no item 5.1 (equação 8 e equação 10), a equação para um escoamento gradualmente variado em canais compostos naturais pode ser escrita da seguinte forma (AKAN, 2006):

$$z_m + y_m + \alpha_m \frac{V_m^2}{2g} - \frac{(\Delta X)J_m}{2} - h_s = z_j + y_j + \alpha_j \frac{V_j^2}{2g} - \frac{(\Delta X)J_j}{2} \quad (\text{equação 16})$$

Onde:

z_m = distância vertical do referencial até o fundo do canal na seção a montante;

y_m = profundidade do escoamento na seção a montante;

V_m = velocidade média na seção a montante;

α_m = coeficiente de ajuste da velocidade da seção a montante;

J_m = declividade da linha de energia na seção a montante;

z_j = distância vertical do referencial até o fundo do canal na seção a jusante;

y_j = profundidade do escoamento na seção a jusante;

V_j = velocidade média na seção a jusante;

α_j = coeficiente de ajuste da velocidade da seção a jusante;

J_j = declividade da linha de energia na seção a jusante;

h_e = perda turbulenta entre as duas seções;

ΔX = distância horizontal entre as duas seções;

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

Para uma seção de um canal composto, a declividade da linha de energia é determinada através da seguinte equação (AKAN, 2006):

$$J = \left(\frac{Q}{\sum K_i} \right)^2 \quad \text{(equação 17)}$$

Onde:

J = declividade da linha de energia;

Q = vazão do escoamento;

K_i = fator de condução para cada subseção do canal.

O fator de condução K sendo calculado por (AKAN, 2006):

$$K_i = \frac{R_i^{2/3} A_i}{n_i} \quad \text{(equação 18)}$$

Onde:

K_i = fator de condução para cada subseção do canal;

R_i = raio hidráulico da subseção;

A_i = área molhada da subseção;

n_i = coeficiente de rugosidade da subseção.

A vazão Q_i para uma subseção do canal pode ser calculada por (AKAN, 2006):

$$Q_i = V_i A_i = K_i J^{1/2} \quad (\text{equação 19})$$

Onde:

K_i = fator de condução para cada subseção do canal;

J = declividade da linha de energia;

Q_i = vazão do escoamento na subseção;

V_i = velocidade média na subseção;

A_i = área molhada da subseção.

O coeficiente de ajuste da velocidade α pode ser determinado por (AKAN, 2006):

$$\alpha = \frac{\sum V_i^3 A_i}{V^3 \sum A_i} = \frac{(\sum A_i)^2}{(\sum K_i)^3} \sum \frac{K_i^3}{A_i^2} \quad (\text{equação 20})$$

Onde:

α = coeficiente de ajuste da velocidade;

K_i = fator de condução para cada subseção do canal;

V_i = velocidade média na subseção;

A_i = área molhada da subseção.

E por fim, a perda turbulenta h_e é avaliada usando o seguinte (AKAN, 2006):

$$h_e = k_e \left| \alpha_m \frac{V_m^2}{2g} - \alpha_j \frac{V_j^2}{2g} \right| \quad (\text{equação 21})$$

Onde:

V_m = velocidade média na seção a montante;

α_m = coeficiente de ajuste da velocidade da seção a montante;

V_j = velocidade média na seção a jusante;

α_j = coeficiente de ajuste da velocidade da seção a jusante;

h_e = perda turbulenta entre as duas seções;

k_e = um coeficiente de ajuste variando entre 0 e 0,5;

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

Para um escoamento subcrítico, em qualquer iteração entre duas seções consecutivas a profundidade a jusante, y_j , será conhecida e com isso pode-se calcular V_j , α_j e J_j . Em seguida, arbitra-se um valor para y_m e determina-se V_m , α_m e J_m assim como h_e . Se os valores calculados satisfizerem a equação 16, então o valor de y_m arbitrado é aceitável, caso contrário, deve-se arbitrar outro valor para y_m até que a equação seja satisfeita (AKAN, 2006).

É possível aprimorar os valores arbitrados de y_m em cada iteração usando o seguinte (HENDERSON, 1966¹ apud AKAN, 2006):

$$(y_m)_{k+1} = (y_m)_k - \Delta y_k \quad (\text{equação 22})$$

Onde:

$(y_m)_{k+1}$ = valor de y_m para a próxima iteração;

$(y_m)_k$ = valor arbitrado de y_m na iteração;

Δy_k = ajuste do valor arbitrado na iteração.

¹ HENDERSON, F. M. **Open Channel Flow**. Upper Saddle River: Prentice Hall, 1966.

O ajuste do valor arbitrado na iteração pode ser obtido por (HENDERSON, 1966² apud AKAN, 2006):

$$\Delta y_k = \frac{(LE)_k - LD}{\left(1 - F_m^2 + \frac{3(\Delta X)J_m}{2R_m}\right)_k} \quad (\text{equação 23})$$

Onde:

Δy_k = ajuste do valor arbitrado na iteração;

$(LE)_k$ = lado esquerdo da equação 16 calculado com $(y_m)_k$;

LD = lado direito da equação 16;

F_m = número de Froude da seção a montante usando $(y_m)_k$;

ΔX = distância horizontal entre as duas seções;

J_m = declividade da linha de energia na seção a montante calculada usando $(y_m)_k$;

R_j = raio hidráulico da seção a montante calculado usando $(y_m)_k$.

Pode-se usar a equação 16 para um escoamento supercrítico também, porém, neste caso, começam-se os cálculos pela seção a montante e se conduz o método na direção a jusante. Em outras palavras, em qualquer iteração entre duas seções consecutivas, y_m seria conhecido e y_j seria o valor calculado (AKAN, 2006).

Da mesma maneira de antes, pode-se aprimorar os valores arbitrados de y_j em cada iteração usando o seguinte (HENDERSON, 1966³ apud AKAN, 2006):

$$(y_j)_{k+1} = (y_j)_k - \Delta y_k \quad (\text{equação 24})$$

Onde:

$(y_j)_{k+1}$ = valor de y_j para a próxima iteração;

$(y_j)_k$ = valor arbitrado de y_j na iteração;

Δy_k = ajuste do valor arbitrado na iteração.

² HENDERSON, F. M. **Open Channel Flow**. Upper Saddle River: Prentice Hall, 1966.

³ op. cit.

O ajuste do valor arbitrado na iteração pode ser obtido por (HENDERSON, 1966⁴ apud AKAN, 2006):

$$\Delta y_k = \frac{(LD)_k - LE}{\left(1 - F_j^2 + \frac{3(\Delta X)J_j}{2R_j}\right)_k} \quad (\text{equação 25})$$

Onde:

Δy_k = ajuste do valor arbitrado na iteração;

$(LD)_k$ = lado direito da equação 16 calculado com $(y_j)_k$;

LE = lado esquerdo da equação 16;

F_j = número de Froude da seção a jusante usando $(y_j)_k$;

ΔX = distância horizontal entre as duas seções;

J_j = declividade da linha de energia na seção a jusante calculada usando $(y_j)_k$;

R_j = raio hidráulico da seção a jusante calculado usando $(y_j)_k$.

5.2.3 Estrangulamento da seção de vazão

Um estrangulamento em um canal aberto constitui-se num trecho do mesmo onde ocorre uma súbita redução da seção transversal do canal. O efeito de um estrangulamento no escoamento depende essencialmente da geometria do canal, da descarga (vazão) e do estado do escoamento, sendo esse fenômeno geralmente tão complicado que o padrão do escoamento resultante não é facilmente sujeito a qualquer solução analítica. Uma solução prática é possível, no entanto, apenas através de experimentos em laboratórios (CHOW, 1959).

O escoamento através de uma seção estrangulada pode ser subcrítico ou supercrítico. Quando este é subcrítico, o estrangulamento irá induzir um efeito pronunciado de remanso que se estende a uma longa distância a montante. Quando este é supercrítico, o estrangulamento perturbará apenas a superfície da água que é adjacente ao lado a montante da seção reduzida, não se estendendo o efeito mais a montante (CHOW, 1959).

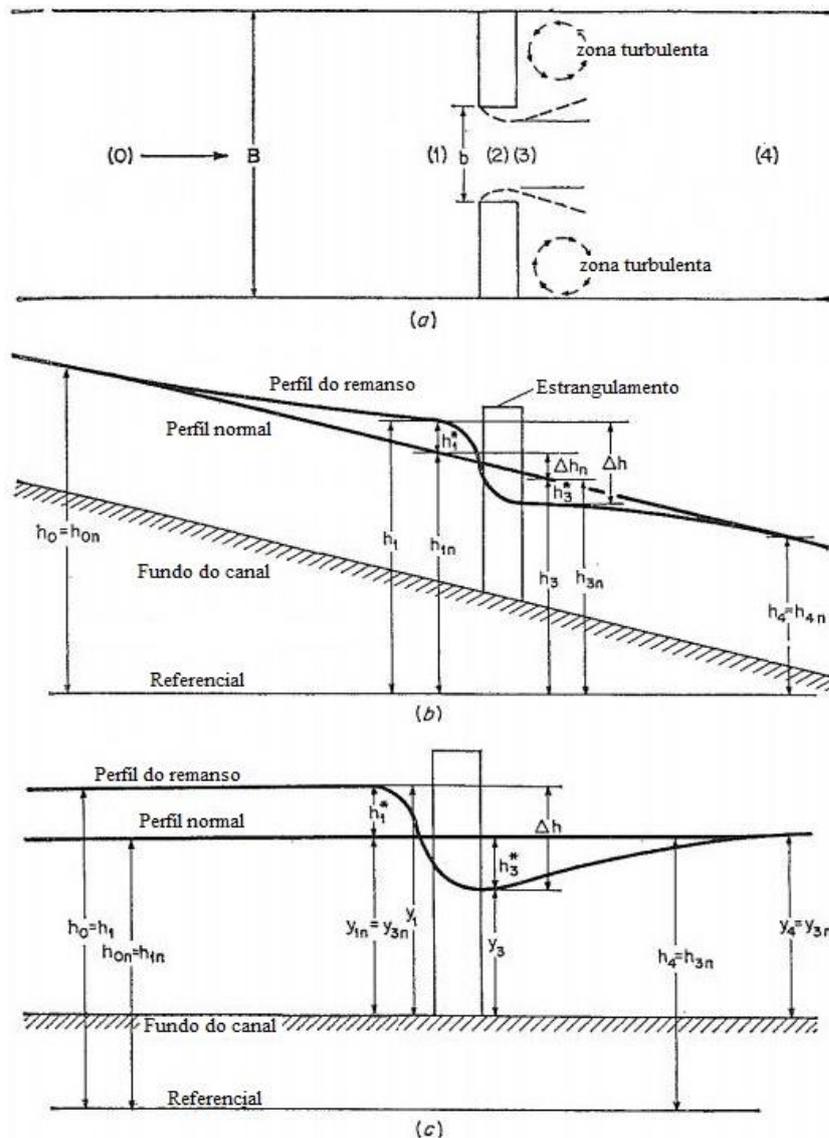
⁴ HENDERSON, F. M. **Open Channel Flow**. Upper Saddle River: Prentice Hall, 1966.

A seguir são apresentados alguns métodos para se determinar o perfil da linha d'água devido a um escoamento subcrítico que encontra uma seção estrangulada (muito comum em seções de pontes).

5.2.3.1 Método do USGS

Quando um estrangulamento é introduzido num escoamento subcrítico em um canal prismático de declive suave, um remanso é desenvolvido a montante da seção estrangulada, como pode ser melhor visualizado na figura 22.

Figura 22 – Definição esquemática para um escoamento estrangulado: (a) em planta; (b) em corte; (c) em corte, adaptado para suposição de perda de carga nula



(fonte: adaptado de CHOW, 1959, p. 477)

Observando a figura 22, o ponto de extremidade a montante da curva de remanso é assumido como sendo a seção 0. Próximo ao estrangulamento na seção 1, o corpo central de água começa a acelerar, ocorrendo uma desaceleração ao longo dos limites exteriores e zonas de separação são criadas nos cantos adjacentes ao estrangulamento. Uma aproximação adequada para a localização da seção 1 pode ser tomada em um ponto distante de uma abertura de largura b do centro da abertura (CHOW, 1959).

Na seção estrangulada o escoamento é bruscamente variado, fazendo com que a superfície longitudinal d'água caia rapidamente nesta região. Dentro dessa seção reduzida, o escoamento se contrai para uma largura um pouco menor do que a largura nominal da abertura e os espaços entre esse escoamento e os limites da seção são zonas de separação ocupados por turbilhões. À medida que a água passa através do estrangulamento, o escoamento contraído atinge sua largura mínima na seção 2 e depois disso começa a se expandir até atingir a seção 4 a jusante, onde o regime uniforme do escoamento é restabelecido no canal com a largura total. Entre as seções 0 e 1 e as seções 3 e 4, o escoamento é gradualmente variado (CHOW, 1959).

Para uma análise simples das características do escoamento, pode-se assumir as seguintes condições (CHOW, 1959):

- a) o fundo do canal é horizontal ou praticamente horizontal;
- b) o nível d'água na seção mais reduzida do escoamento pode ser aproximado pelo do nível d'água na seção 3, que está na face a jusante do estrangulamento, assim, a profundidade y_2 pode ser tomada como sendo igual a profundidade y_3 ;
- c) um coeficiente de descarga C é introduzido na análise para considerar os efeitos gerais devido ao estrangulamento, as perdas turbulentas, a distribuição não uniforme das velocidades e a distribuição não hidrostática das pressões.

Assim sendo, aplicando a equação da energia com as considerações acima para as seções 1 e 3 (figura 22), o seguinte pode ser escrito (CHOW, 1959):

$$Q = CA_3 \sqrt{2g \left(\Delta h - h_f + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} \right)} \quad (\text{equação 26})$$

Onde:

Q = vazão do escoamento;

C = coeficiente de descarga;
 A_3 = área molhada da seção 3;
 V_1 = velocidade média na seção 1;
 α_1 = coeficiente de ajuste da velocidade da seção 1;
 Δh = diferença entre y_1 e y_3 ;
 h_f = perda de carga entre a seção 1 e 3;
 g = aceleração da gravidade (aproximadamente $9,81 \text{ m/s}^2$).

Através de uma análise dimensional dos fatores geométricos e hidráulicos essenciais que regulam o escoamento, pode ser mostrado que C é expresso como uma função dos efeitos físicos descritos nos parágrafos que se seguem (CHOW, 1959).

O **efeito do estrangulamento do canal** é representado pela taxa de redução m . Essa taxa é igual a $1 - K_b/K_B$, onde K_B é o fator de condução da seção não estrangulada 1 e K_b é o fator de condução da seção reduzida 3 com as mesmas características de profundidade normal e rugosidade da seção 1. Portanto, para uma seção retangular de largura B e uma seção retangular reduzida de largura b , essa relação é $m = 1 - b/B$. Uma taxa de condução σ pode ser definida como sendo igual a $1 - m$. Assim $\sigma = 1$ (ou $m = 0$) quando não há estrangulamento (CHOW, 1959).

O **efeito do número de Froude** é representado pelo número de Froude na seção 3 (F_3). Pode ser necessário assumir uma descarga para o cálculo inicial do valor F_3 , sendo o valor final determinado por aproximações sucessivas. Se esse valor for maior do que 0,8, velocidades próximas a crítica ou supercrítica podem ocorrer na seção 3; logo, o método descrito não é aplicável (CHOW, 1959).

O **efeito do arredondamento da entrada dos encontros** é representado por r/b , onde r é o raio do arredondamento do canto da entrada dos encontros verticais. Já o **efeito de chanfros nos encontros** é representado por W/b e θ , onde W é o comprimento da parede do encontro medido numa direção normal à seção 3 e θ é o ângulo agudo entre a parede e o plano da seção reduzida (CHOW, 1959).

O **efeito da angularidade** é representado por Φ , o ângulo agudo entre o plano da seção reduzida e uma linha normal às linhas de corrente. O **efeito da lâmina d'água nos lados dos**

encontros é representado por $(y_a + y_b)/2b$, onde y_a e y_b são as profundidades do escoamento medido na base de cada lado dos encontros (CHOW, 1959).

O **efeito do talude lateral dos encontros** é representado por x/b e I_T . O valor de x é a distância horizontal medida a partir do ponto de interseção do encontro com o talude até um ponto no aterro a montante que tem a mesma elevação que a superfície d'água na seção 1. O valor I_T , que representa a inclinação do aterro, é uma razão entre a distância horizontal e a vertical (CHOW, 1959).

O **efeito da excentricidade do estrangulamento** é representado por e , que é igual à razão K_a/K_b . Considerando que o fator de condução total da seção 1 a montante pode ser subdividido em um fator correspondente a seção reduzida e outros dois fatores às seções laterais, os fatores de condução das seções laterais são designados por K_a e K_b e o da seção reduzida por K_c . Assim, o fator de condução total $K_B = K_a + K_b + K_c$ e a razão K_a/K_b é a medida da excentricidade do estrangulamento (CHOW, 1959).

O **efeito da submersão** para qualquer tipo de ponte é representado por $t/(y_3 + \Delta h)$, onde t é a distância vertical entre o nível de água na seção 1 e a estrutura horizontal mais baixa da ponte parcialmente submersa e $\Delta h = h_1 - h_3$. Por último, o **efeito dos pilares da ponte** é representado por j e L/b . O valor de j é igual a A_j/A_3 , onde A_j representa a área transversal verticais dos pilares (ou estacas) submersos na seção reduzida e A_3 é a área molhada da seção 3. O valor de L é o comprimento dos encontros no sentido da corrente, definido de várias maneiras para diferentes tipos de aberturas (CHOW, 1959).

Portanto, para efeitos de aplicação prática e considerando os efeitos acima descritos, o valor de C pode ser expresso como (CHOW, 1959):

$$C = C' K_F K_r K_W K_\Phi K_y K_x K_s K_t K_j \quad (\text{equação 27})$$

Onde:

C = coeficiente de descarga;

C' = valor padrão do coeficiente de descarga;

K 's = coeficientes empíricos para ajustar o valor C' .

Nessa situação, C' é o valor padrão do coeficiente de descarga correspondente a uma condição padrão de todos os efeitos acima mencionados e os K 's são coeficientes que podem ser usados para ajustar o valor de C' para uma determinada condição não padrão desses efeitos. A partir de experimentos realizados pelo *U.S. Geological Survey* (USGS), um conjunto de curvas foi desenvolvido para a determinação desses coeficientes empíricos para quatro tipos diferentes de estrangulamentos, sendo estas curvas apresentadas nas figuras constantes no anexo A (KINDSVATER et al., 1953⁵ apud CHOW, 1959).

É possível que certas combinações desses coeficientes empíricos aplicados a C' possam produzir um valor de C maior do que 1,0, no entanto, deve ser utilizado um valor de C igual a 1,0 nesses casos. Além disso, quando um escoamento sofre apenas os efeitos dos pilares, pode-se supor que C' é igual 1 e que C é ajustado por K_j somente. Caso j seja maior do que 0,10, um cálculo aproximado pode ser feito tomando C igual C' , para o valor de m correspondente, e omitindo o valor de K_j (CHOW, 1959).

O termo h_f na equação 26 representa a perda total de energia devido ao atrito entre as seções 1 e 3. Essa perda é igual à soma das perdas no trecho de aproximação de comprimento L_a , medido da seção 1 até a face a montante da seção reduzida, e a perda no trecho estrangulado de comprimento L . Assim sendo, a perda total devido ao atrito pode ser calculada por (CHOW, 1959):

$$h_f = L_a \left(\frac{Q}{\sqrt{K_1 K_3}} \right)^2 + L \left(\frac{Q}{K_3} \right)^2 \quad (\text{equação 28})$$

Onde:

h_f = perda de carga entre a seção 1 e 3;

L_a = comprimento do trecho de aproximação;

Q = vazão do escoamento;

K_1 = fator de condução para a seção 1;

K_3 = fator de condução para a seção 3;

L = comprimento do trecho estrangulado.

⁵ KINDSVATER, C. E.; CARTER, R. W; TRACY, H. J. **Computation of peak discharge at contractions.** Washington, D. C.: U.S. Geological Survey, 1953. (Circular No. 284).

Então, substituindo na equação 26 a expressão acima para h_f e aplicando a equação da continuidade (equação 6), a vazão do escoamento que passa por um estrangulamento pode ser determinada por (CHOW, 1959):

$$Q = CA_3 \sqrt{\frac{2g(y_1 - y_3)}{1 - \alpha_1 C^2 (A_3/A_1)^2 + 2gC^2 (A_3/K_3)^2 (L + L_a K_3/K_1)^2}} \quad (\text{equação 29})$$

Onde:

Q = vazão do escoamento;

C = coeficiente de descarga;

y_1 = profundidade do escoamento na seção 1;

y_3 = profundidade do escoamento na seção 3;

A_1 = área molhada da seção 1;

A_3 = área molhada da seção 3;

α_1 = coeficiente de ajuste da velocidade da seção 1;

L = comprimento do trecho estrangulado;

L_a = comprimento do trecho de aproximação;

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

Uma adição importante ao Método do USGS é que, sabendo que o escoamento entre as seções 3 e 4 (figura 22) é gradualmente variado, Akan (2006) sugere a utilização do **Método do Passo Padrão** (equação 16) para se determinar a profundidade do escoamento na seção 3, sendo para isso o valor de k_e adotado como 0,5 (devido à expansão que ocorre no escoamento entre as seções 3 e 4). Além disso, nessa etapa de cálculo Akan (2006) indica que as áreas das seções laterais que estrangulam o escoamento (áreas nas zonas turbulentas da figura 22) não devem ser consideradas nos cálculos da seção 3, ou seja, apenas a área correspondente a seção estrangulada (seção 2) deve ser considerada. De forma análoga, os limites laterais resultantes dessa redução de seção não devem ser considerados na determinação do perímetro molhado da seção 3.

5.2.3.2 Método de Yarnell

A **equação de Yarnell** é uma equação empírica com base em experiências de laboratório. Assim sendo, sabendo a cota do nível d'água a jusante da ponte (seção 3 na figura 22) e a forma dos pilares, a equação estima que a cota do nível d'água a montante da ponte (seção 1 na figura 22) será (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2002⁶ apud AKAN, 2006):

$$h_1 = h_3 + 2K_Y \left(K_Y + 10 \frac{\alpha_3 V_3^2}{2g y_3} - 0,6 \right) (r_o + 15r_o^2) \frac{V_3^2}{2g} \quad (\text{equação 30})$$

Onde:

h_1 = cota da superfície da água na seção 1 ($z_1 + y_1$);

h_3 = cota da superfície da água na seção 3 ($z_3 + y_3$);

K_Y = coeficiente de forma dos pilares;

α_3 = coeficiente de ajuste da velocidade da seção 3;

V_3 = velocidade média na seção 3;

y_3 = profundidade do escoamento na seção 3;

r_o = razão entre a área obstruída pelos pilares e a área molhada da seção 3;

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

Essa equação é sensível à forma dos pilares, à área obstruída pelos pilares e à velocidade. No entanto, ela não leva em conta a forma da abertura da ponte, a forma dos encontros ou a largura da ponte. Portanto, ela deve ser usada quando as perdas de energia em uma seção de ponte são causadas principalmente pelos pilares. Além disso, a equação é aplicável somente a um escoamento subcrítico (assim como o Método do USGS). A tabela 2 apresenta os valores para os coeficientes de forma K_Y de uma variedade de formas de pilares (AKAN, 2006).

⁶ U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. Hydrologic Engineering Center. HEC-RAS river analysis system. **Hydraulic Reference Manual**. Davis, 2002.

Tabela 2 – Coeficientes de forma dos pilares K_Y

Forma dos pilares	K_Y
Pilar com extremidades semicirculares	0,90
Cilindros gêmeos conectados por diafragma	0,95
Cilindros gêmeos sem diafragma	1,05
Pilar com extremidades triangulares de 90°	1,05
Pilar com extremidades quadradas	1,25

(fonte: adaptado de U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2002⁷ apud AKAN, 2006, p. 283)

⁷ U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. Hydrologic Engineering Center. HEC-RAS river analysis system. **Hydraulic Reference Manual**. Davis, 2002.

6 ESTUDO DE CASO: PONTE PASSO DOS BURACOS

Como estudo de caso para a aplicação do dimensionamento hidráulico, considerou-se a Ponte Passo dos Buracos localizada no Arroio Tipiaia. Com uma extensão de aproximadamente 34 m, ela está situada na BR-158 próximo ao km 249 no estado do Rio Grande do Sul, entre as cidades de Cruz Alta e Júlio de Castilhos, sendo então uma ponte rodoviária. Foi construída em concreto com longarinas de inércia variável apoiadas sobre quatro pilares de seção circular com diâmetro de aproximadamente 78 cm. Os dados topográficos, juntamente com algumas batimetrias do arroio, e as vazões de projeto provenientes dos estudos hidrológicos realizados foram fornecidos pelo DNIT⁸ e são datados do ano de 2010. Da figura 23 a figura 26 a ponte em questão e sua localização podem ser visualizadas.

Figura 23 – Arroio Tipiaia e localização da Ponte Passo dos Buracos (imagem de satélite)



(fonte: GOOGLE MAPS, 2015)

Figura 24 – Ponte Passo dos Buracos (faixa de rolamento)



(fonte: DNIT, 2010⁹)

⁸ Dados de 2010 cedidos pelo Engenheiro do DNIT José Antônio Echeverria

⁹ Fotos de 2010 cedidas pelo Engenheiro do DNIT José Antônio Echeverria

Figura 25 – Ponte Passo dos Buracos (seção do arroio foto 1)



(fonte: DNIT, 2010¹⁰)

Figura 26 – Ponte Passo dos Buracos (seção do arroio foto 2)



(fonte: DNIT, 2010¹¹)

Os levantamentos batimétricos realizados em sete seções transversais ao longo do trecho estudado do arroio (aproximadamente 250 m), as cotas das estruturas da ponte (pilares, vigas, encontros, etc.) e os demais dados topográficos do arroio (curvas de nível) foram fornecidos em formato DWG. As vazões de projeto foram calculadas através do **Método do Hidrograma Unitário Triangular** (apresentado na seção 4.2.2), sendo este estudo realizado para os tempos de recorrência de 50 e 100 anos e fornecidos em uma planilha de cálculo (formato XLS). Esse cálculo das vazões de projeto foi realizado considerando, na determinação do tempo de concentração (t_c), que a bacia possuía um terreno argiloso de vegetação média com pouca absorção, ou seja, com o coeficiente K da planilha de cálculo igual a 4,5. Contudo, visando evitar comparações com o estudo realizado pelo DNIT, esse valor de K foi alterado para 3,0 (terreno comum, coberto de vegetação, absorção apreciável) e a planilha recalculada, de tal forma que novos valores para as vazões de projeto fossem calculados automaticamente, sendo estas planilhas resultantes apresentadas no anexo B. Essa alteração garantiu que o dimensionamento hidráulico apresentado nesse trabalho para a Ponte Passo dos Buracos fosse hipotético e não sofresse influência ou pudesse ser comparado aos estudos anteriores (ou futuros) realizados pelo DNIT. As vazões de projeto obtidas para os tempos de recorrência de 50 e 100 anos são apresentadas na tabela 3.

¹⁰ Fotos de 2010 cedidas pelo Engenheiro do DNIT José Antônio Echeverria

¹¹ op. cit.

Tabela 3 – Vazões de projeto

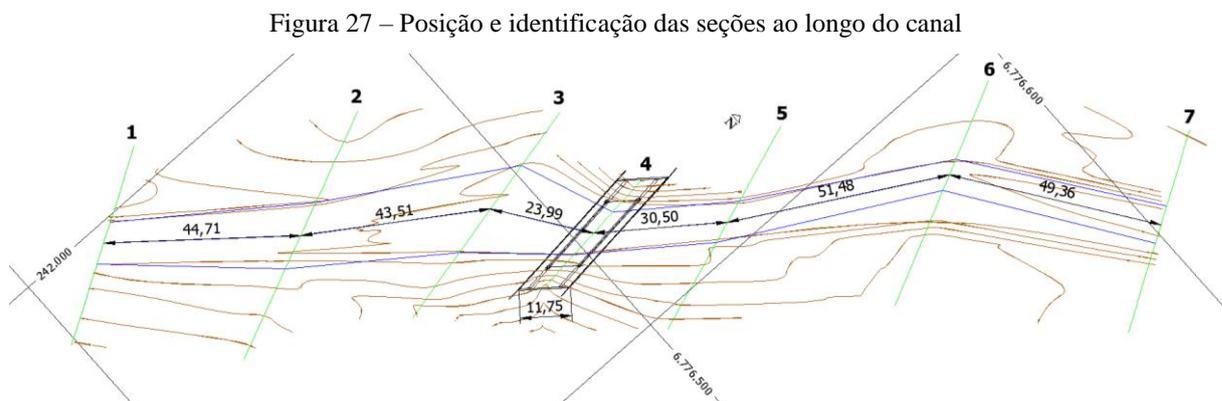
Vazões de Projeto	
TR [anos]	Q [m ³ /s]
50	240,77
100	273,43

(fonte: elaborado pelo autor)

É importante ressaltar que este trabalho não representa a total realidade da Ponte Passo dos Buracos e do Arroio Tipiaia quanto ao dimensionamento hidráulico de pontes, mas é baseado nessa realidade para poder simular e criar as dificuldades encontradas nesse tipo de dimensionamento.

6.1 DETERMINAÇÃO DAS SEÇÕES E SUAS CARACTERÍSTICAS

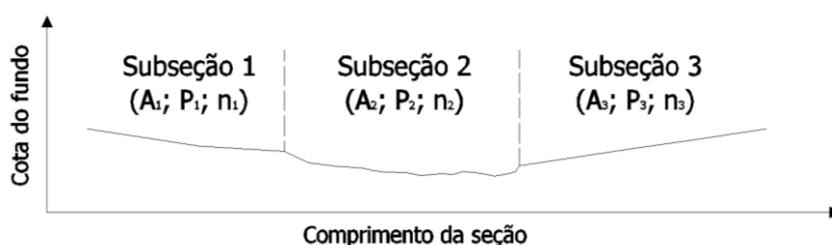
Para a execução do dimensionamento hidráulico, é necessário conhecer as características de algumas seções transversais ao escoamento, tanto a montante quanto a jusante da ponte, de forma que seja possível aplicar os métodos hidráulicos estudados (descritos no item 5.2). Sendo assim, utilizando os dados batimétricos e topográficos fornecidos pelo DNIT, foram determinados os perfis das sete seções batimétricas levantadas, assim como a distância entre essas seções consecutivas (ΔX) e a cota do nível d'água (h) medido no dia dos levantamentos batimétricos. A posição e identificação das seções ao longo do canal juntamente com a localização da ponte podem ser visualizadas na figura 27 (uma melhor visualização pode ser obtida no apêndice A), sendo que a seção mais a montante é a de número 1 e a mais a jusante é a de número 7 (a ponte está localizada na seção 4).



(fonte: elaborado pelo autor)

Além da determinação das características espaciais das seções, é necessário definir a rugosidade leito do arroio através da determinação dos coeficientes de Manning (n). Por se tratar de um canal natural, a seção do arroio é composta por um canal principal e duas planícies de inundação (a exemplo da figura 20), sendo os coeficientes de rugosidade das planícies diferentes daquele do canal principal. Dito isso, foram analisadas a imagem de satélite do trecho estudado (figura 23) e as fotos cedidas pelo DNIT (figura 25 e figura 26) juntamente com os dados da tabela 1 (apresentada anteriormente), de maneira que fosse possível determinar os valores dos coeficientes de rugosidade para as seções batimétricas assim como os limites entre o canal principal (subseção 1) e as planícies de inundação (subseções 1 e 3). A figura 28 apresenta o esquema de como as seções foram subdivididas, considerando que o sentido do escoamento está entrando na página (sempre seguindo a mesma ordem da esquerda para a direita).

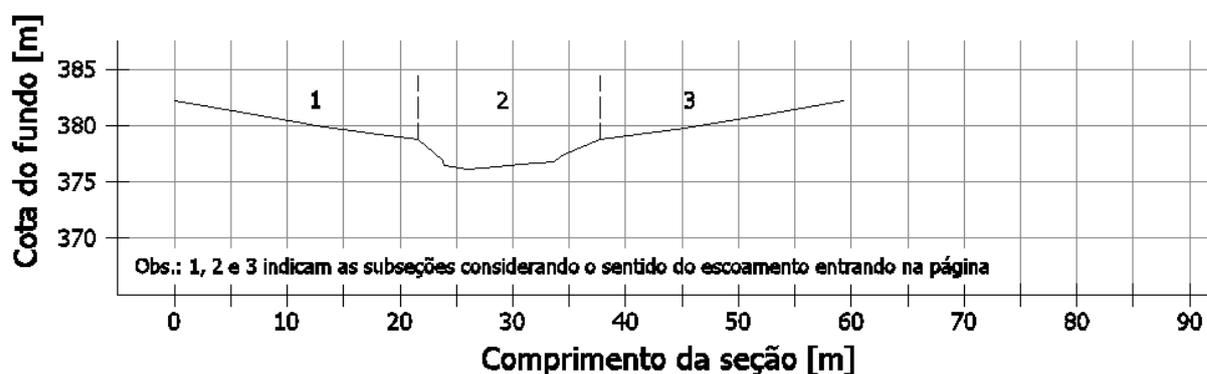
Figura 28 – Esquema das subdivisões das seções batimétricas transversais



(fonte: elaborado pelo autor)

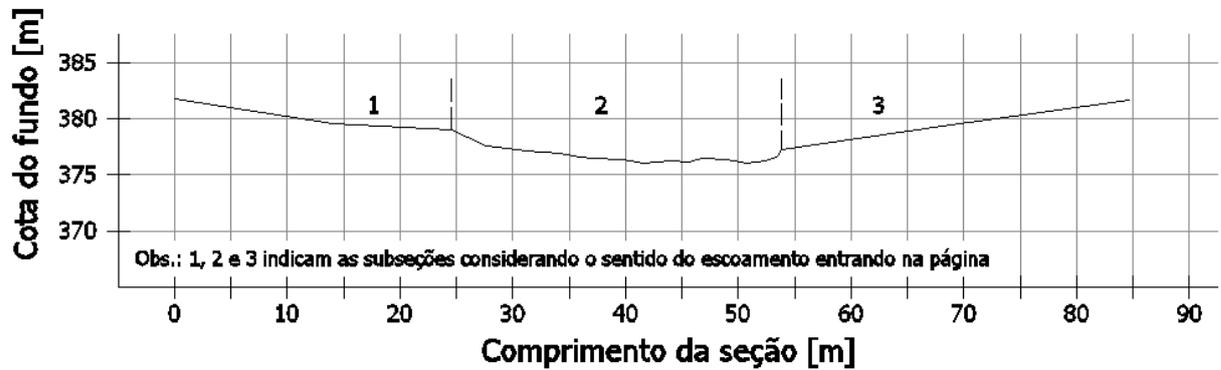
As sete seções batimétricas levantadas assim como suas subdivisões podem ser visualizadas da figura 29 a figura 35 (para uma melhor visualização destas consultar o apêndice B).

Figura 29 – Seção batimétrica levantada 1



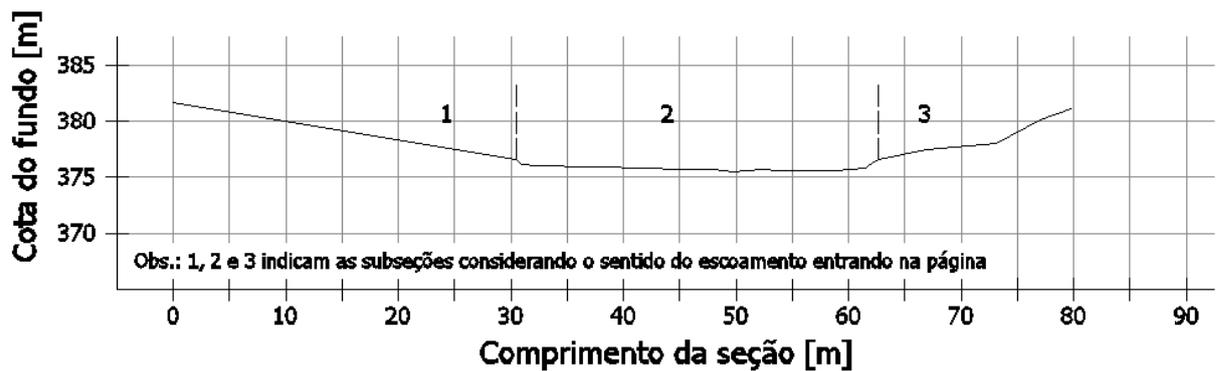
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 30 – Seção batimétrica levantada 2



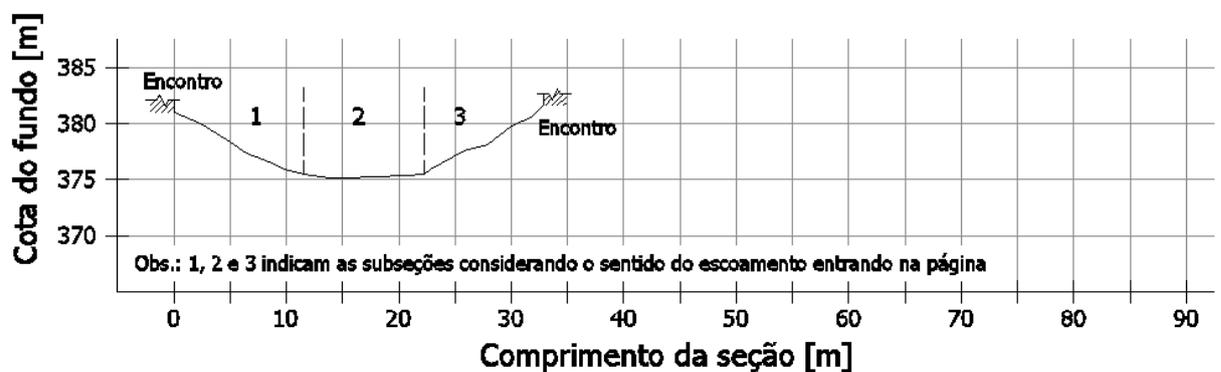
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 31 – Seção batimétrica levantada 3



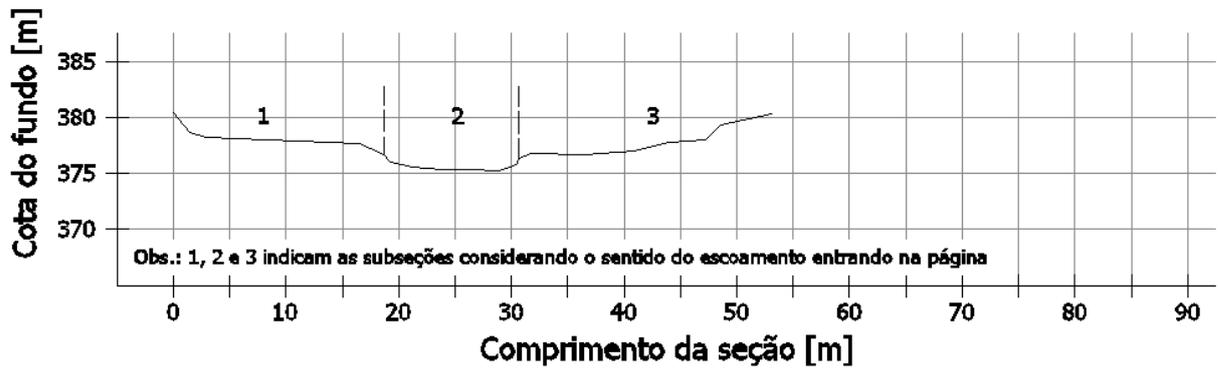
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 32 – Seção batimétrica levantada 4 (seção da ponte)



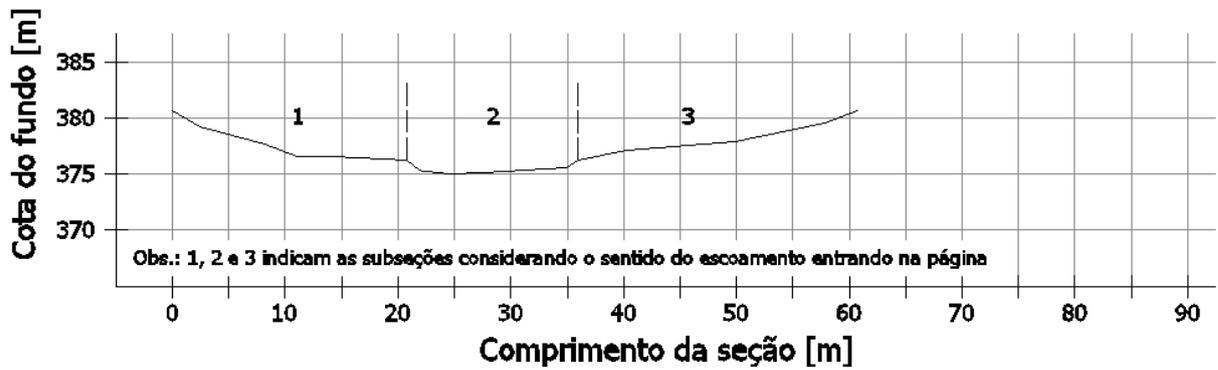
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 33 – Seção batimétrica levantada 5



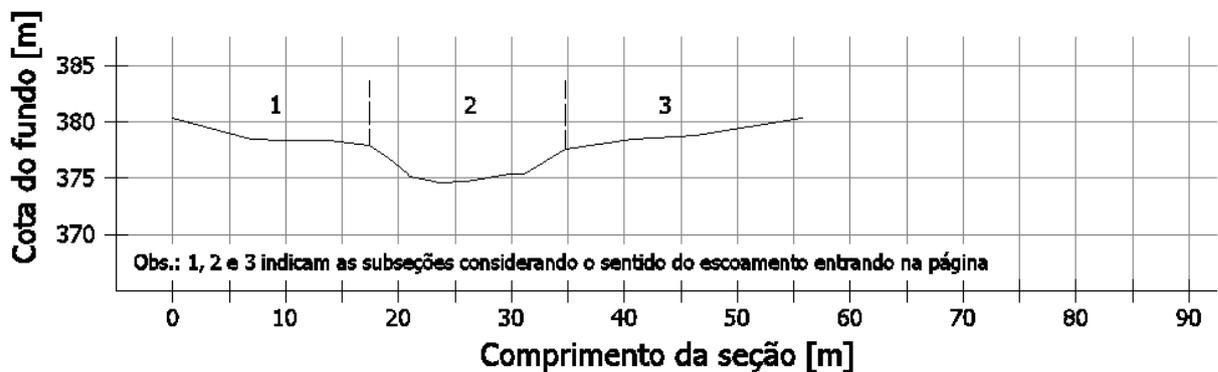
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 34 – Seção batimétrica levantada 6



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 35 – Seção batimétrica levantada 7



(fonte: elaborado pelo autor)

Dessa análise, constatou-se que o canal principal ao longo de todo o trecho poderia ser classificado como limpo, sinuoso, com algumas piscinas, bancos de areia, vegetação e pedras,

ou seja, o valor de n conforme a tabela 1 varia de 0,035 a 0,045, sendo o valor de 0,04 adotado então para o canal principal de todas as seções. Com relação às planícies de inundação, poderiam ser classificadas como contendo arbustos pequenos e árvores ou vegetação de média a densa, ou seja, conforme a tabela 1, n pode variar de 0,050 a 0,080 ou de 0,070 a 0,110, sendo então adotado o valor de 0,08 para as planícies de inundação. A única exceção no trecho do arroio estudado é a seção 3, que possui a planície de inundação do lado esquerdo (subseção 1) com características similares ao canal principal (como pode ser visualizado na figura 23), sendo, portanto, para esta planície o valor de n adotado igual 0,04. As características determinadas para cada seção batimétrica podem ser visualizadas na tabela 4 (o valor da coordenada X representa o somatório consecutivo dos valores de ΔX entre as seções).

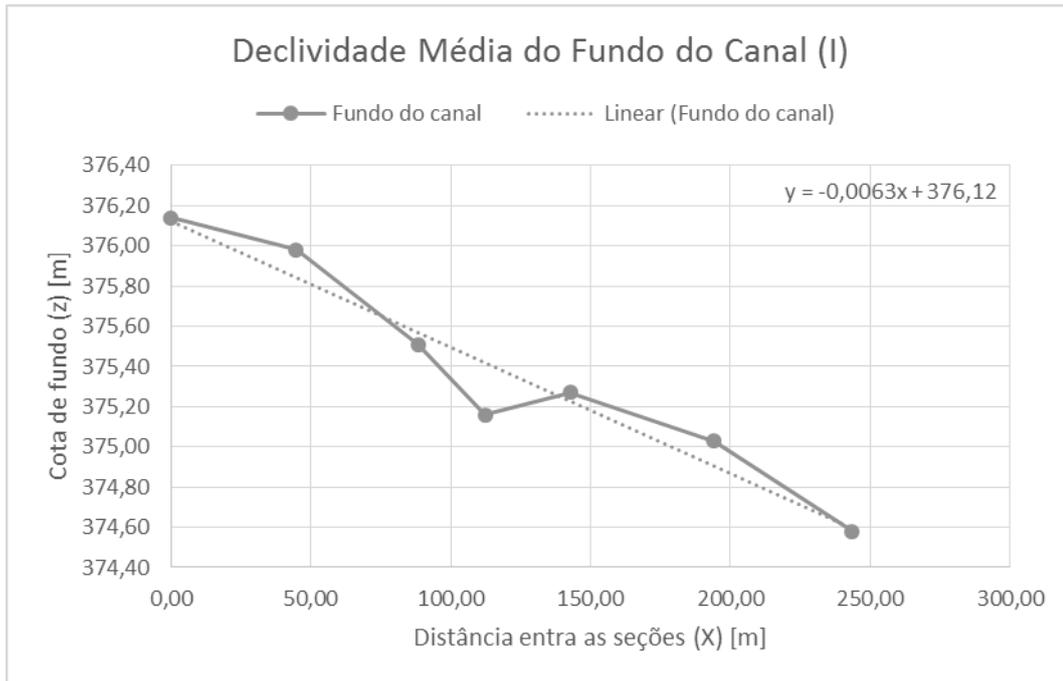
Tabela 4 – Características das seções batimétricas

Características das Seções Levantadas							
Seção	X [m]	z [m]	h [m]	y [m]	n_1 [-]	n_2 [-]	n_3 [-]
1	0	376,14	376,91	0,77	0,08	0,04	0,08
2	44,71	375,98	376,59	0,61	0,08	0,04	0,08
3	88,22	375,51	375,98	0,47	0,04	0,04	0,08
4	112,21	375,16	375,95	0,79	0,08	0,04	0,08
5	142,71	375,27	375,87	0,60	0,08	0,04	0,08
6	194,19	375,03	375,39	0,36	0,08	0,04	0,08
7	243,55	374,58	375,32	0,74	0,08	0,04	0,08

(fonte: elaborado pelo autor)

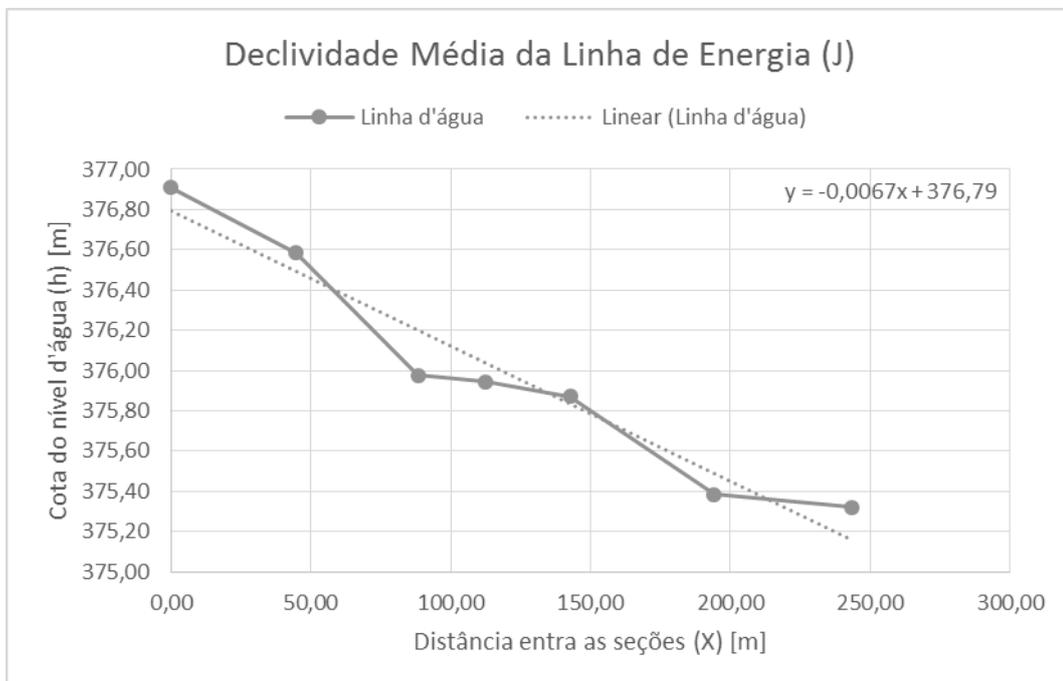
De posse das cotas do fundo do canal (z) e das cotas do nível d'água medidas (h) para cada seção (tabela 4), foram plotadas curvas para cada um desses valores com os valores de X e estimado uma equação de reta (linha de tendência) para cada uma das curvas. O valor da inclinação da equação de reta na curva das cotas de fundo contra os valores de X representa a declividade (inclinação) média do fundo do canal (I), e o valor da inclinação da equação de reta na curva das cotas do nível d'água contra os valores de X representa a declividade média da linha de energia do canal (J). A figura 28 apresenta a curva utilizada na determinação da declividade média do fundo do canal e a figura 37 apresenta a curva utilizada na determinação da declividade média da linha de energia do canal.

Figura 36 – Declividade Média do Fundo do Canal



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 37 – Declividade Média da Linha de Energia



(fonte: elaborado pelo autor)

Caso a vazão do escoamento (ou a velocidade) tivesse sido medida no dia em que foram realizados os levantamentos batimétricos, seria possível validar o valor de n para o canal principal das seções utilizando a equação de Manning (equação 14), já que a única incógnita seria o próprio valor de n . Porém, como não ocorreu essa medição, os valores de n adotados foram aqueles apresentados na tabela 4.

6.2 DETERMINAÇÃO DO NÍVEL MÁXIMO E DA LINHA D'ÁGUA

Como já foi mencionado, a fixação do nível da superestrutura de uma ponte depende da determinação do nível máximo das águas, que é função da vazão de projeto, de tal forma que se deseja evitar que a ponte fique submersa ou que seja afetada de maneira destrutiva pela enchente de projeto. A determinação desse nível máximo provável se deu inicialmente através da aplicação do método apresentado pelo DNIT (item 5.2.1) na seção batimétrica sob a ponte (seção 4).

Além das vazões de projeto e dos levantamentos batimétricos já apresentados, o método exige também a determinação da declividade do fundo do canal ou da declividade da linha de energia (gradiente) do arroio, determinado entre dois pontos distantes no mínimo de 200 m, sendo um a montante e outro a jusante do eixo da ponte. Como já foram determinados os valores da declividade do fundo e da declividade da linha de energia (figura 36 e figura 37), adotou-se o valor médio entre esses dois valores, sendo então I considerado igual a 0,0065 (ou 0,65%). Outra exigência do método é a fixação do coeficiente de Manning (rugosidade) a se adotar para o arroio, sendo que estes já foram determinados anteriormente. Entretanto, é necessário adotar um único valor de n para a seção para que seja aplicado o método, portanto, foi considerado o valor médio entre a rugosidade do canal principal ($n = 0,04$) e a rugosidade das planícies de inundação ($n = 0,08$), sendo então o valor de n adotado igual a 0,06.

De posse de todos os dados necessários, aplicou-se o Método do DNIT para as vazões de projeto (apresentadas na tabela 3) com tempo de recorrência de 50 anos (240,77 m³/s) e 100 anos (273,43 m³/s). Essa aplicação se deu variando os valores da profundidade y na seção 4 e para cada valor considerado, através do software AutoCAD, mediu-se o valor correspondente da área molhada (A) e do perímetro molhado (P) na seção, possibilitando que fossem determinados os valores de $AR^{2/3}$, V e Q . A tabela 5 apresenta os valores calculados com a aplicação do Método do DNIT para a seção 4.

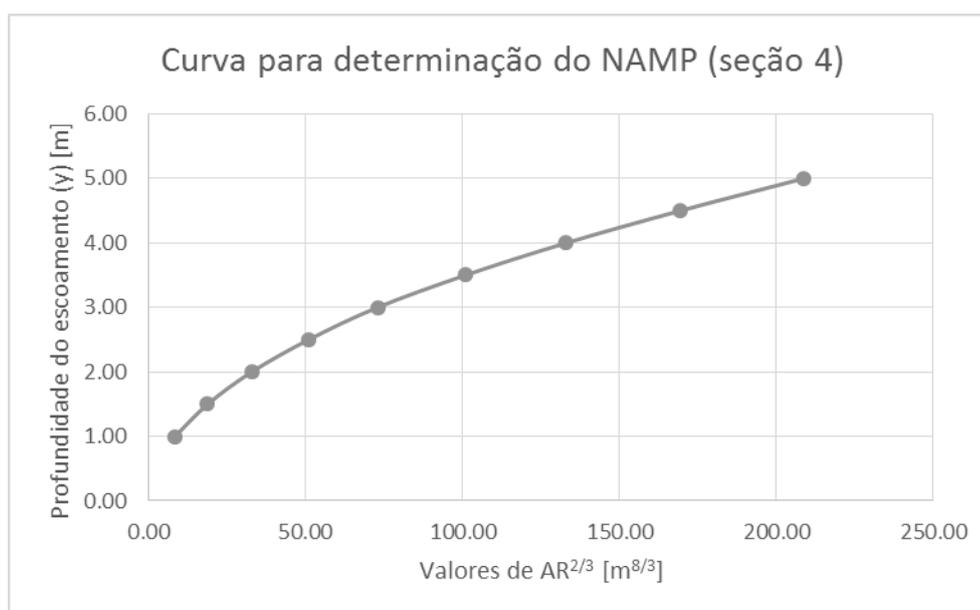
Tabela 5 – Aplicação do Método do DNIT na seção 4

Método do DNIT (seção 4)						
y [m]	A [m²]	P [m]	R [m]	V [m/s]	Q [m³/s]	AR^{2/3} [m^{8/3}]
1,00	10,41	14,22	0,73	1,09	11,37	8,46
1,50	17,85	16,45	1,08	1,42	25,32	18,84
2,00	26,35	18,90	1,39	1,68	44,18	32,88
2,50	35,92	21,22	1,69	1,91	68,55	51,02
3,00	46,66	23,87	1,96	2,10	98,02	72,95
3,50	58,33	25,62	2,28	2,33	135,65	100,95
4,00	70,71	27,37	2,58	2,53	178,88	133,13
4,50	83,80	29,12	2,88	2,72	227,82	169,55
5,00	97,67	31,25	3,13	2,87	280,56	208,79

(fonte: elaborado pelo autor)

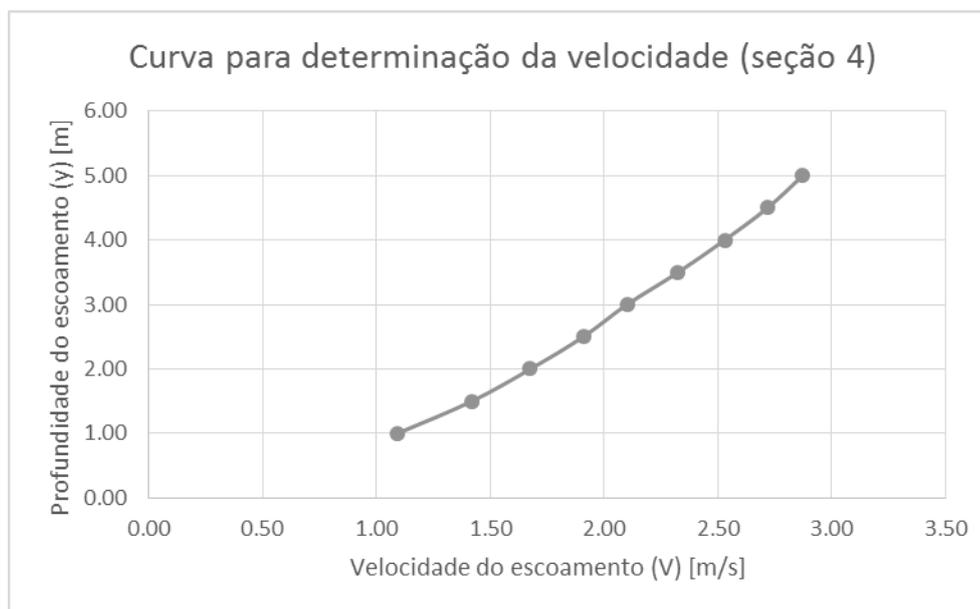
Com esses valores, foram traçadas duas curvas com os valores de y como ordenada e a partir das descargas de projeto para 50 e 100 anos foram determinados os valores de $AR^{2/3}$ correspondentes. Então, com os valores de $AR^{2/3}$, foram determinados y e V para cada uma das vazões de projeto através dessas curvas desenhadas. Essas curvas são apresentadas na figura 38 e na figura 39.

Figura 38 – Curva para a determinação do NAMP (seção 4)



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 39 – Curva para a determinação de velocidade (seção 4)



(fonte: elaborado pelo autor)

A tabela 6 apresenta os valores do nível d'água máximo provável, as cotas dos mesmos e as velocidades obtidas para as vazões de projeto (50 e 100 anos) na seção 4.

Tabela 6 – Valores obtidos das curvas (seção 4)

Valores obtidos das curvas (seção 4)					
TR [anos]	Q [m ³ /s]	AR ^{2/3} [m ^{8/3}]	y [m]	h [m]	V [m/s]
50,00	240,77	179,18	4,62	379,78	2,77
100,00	273,43	203,49	4,93	380,09	2,86

(fonte: elaborado pelo autor)

Todavia, como o arroio deságua em outro curso d'água, deve ser verificado se não ocorre um acréscimo desses níveis devido a um possível remanso. Ao mesmo tempo, é visível que ocorre uma redução da seção transversal (estrangulamento) do arroio na seção 4, devendo então ser confirmado que a seção de vazão da ponte, levando em consideração essa redução e a largura e forma dos pilares, é suficiente para acomodar a enchente de projeto, de modo que seja verificada a ocorrência de alguma variação considerável nesses níveis que possa comprometer a segurança da estrutura. Além do mais, a seção 4 apresenta uma forma diferente das demais seções do arroio, não podendo ser considerada como representativa das demais seções transversais e tornando imprecisa qualquer extrapolação desses níveis máximos determinados para as outras seções. Determinar apenas os níveis máximos prováveis na seção

4 (mesmo que sejam realmente esses os níveis máximos) impossibilita que sejam considerados na determinação da altura da ponte os efeitos no escoamento causados pela construção da ponte, ou seja, o acréscimo dos níveis d'água nas seções a montante da ponte, como indicados por Chow (1959) e descrito no item 5.2.3.

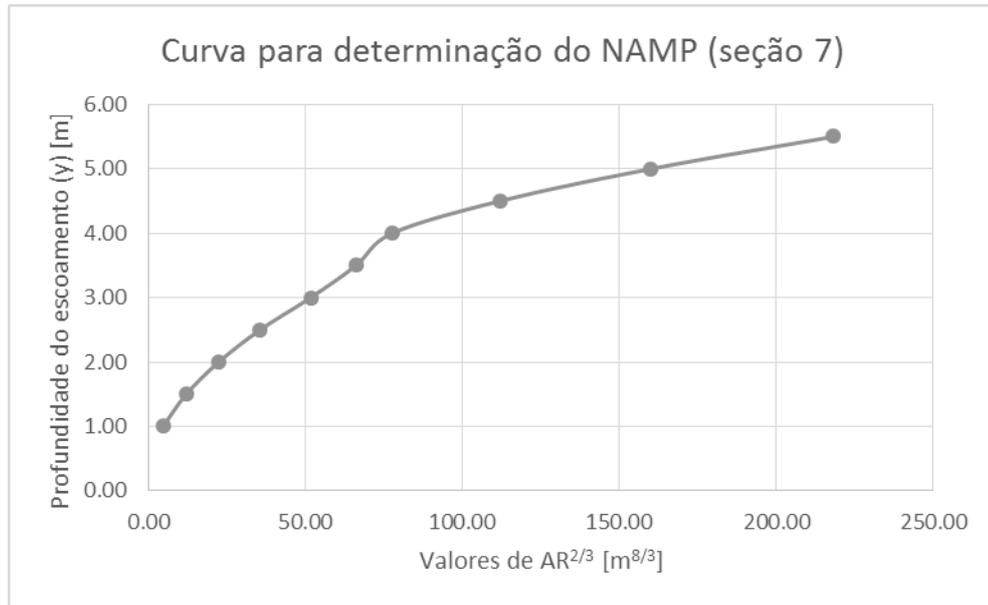
Portanto, como não se sabe o nível d'água do curso d'água onde deságua o arroio e também não foram realizados levantamentos batimétricos ao longo de toda a extensão do arroio, aplicou-se o Método do DNIT, da mesma forma que na seção 4, para determinar o nível d'água máximo provável na seção mais a jusante possível, seção 7 nesse caso, considerando que nela o escoamento seria normal e serviria de seção de controle para a análise do escoamento do arroio (perfil da linha d'água) como gradualmente variado (utilizando o Método do Passo Padrão). Os resultados da aplicação do método na seção mais a jusante são apresentados na tabela 6 e as curvas geradas a partir delas na figura 40 e na figura 41.

Tabela 7 – Aplicação do Método do DNIT na seção 7

Método do DNIT (seção 7)						
y [m]	A [m²]	P [m]	R [m]	V [m/s]	Q [m³/s]	AR^{2/3} [m^{8/3}]
1,00	6,61	11,25	0,59	0,94	6,24	4,64
1,50	12,43	13,01	0,96	1,30	16,20	12,05
2,00	18,96	14,77	1,28	1,59	30,09	22,40
2,50	26,23	16,62	1,58	1,82	47,79	35,57
3,00	34,31	18,55	1,85	2,02	69,48	51,70
3,50	43,91	23,74	1,85	2,02	88,89	66,15
4,00	57,85	37,17	1,56	1,80	104,41	77,70
4,50	77,83	45,04	1,73	1,93	150,59	112,07
5,00	100,66	50,13	2,01	2,14	215,28	160,21
5,50	125,99	55,22	2,28	2,33	293,39	218,34

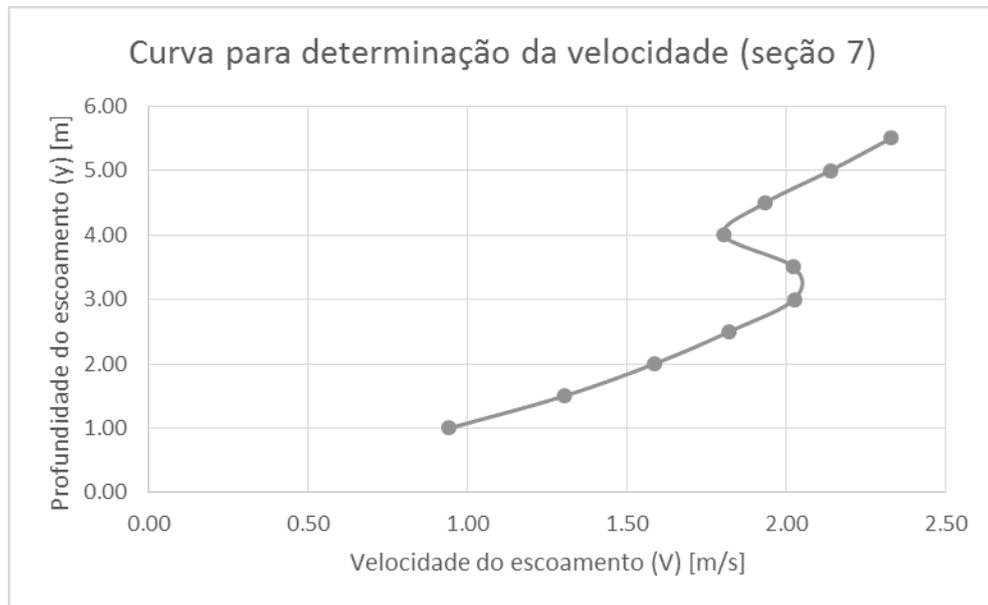
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 40 – Curva para a determinação do NAMP (seção 7)



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 41 – Curva para a determinação da velocidade (seção 7)



(fonte: elaborado pelo autor)

Pode-se notar que as curvas sofrem uma súbita mudança de padrão, sendo isso causado pela mudança da seção do canal (quando o nível d'água atinge as planícies de inundação). Mesmo assim, foi possível determinar os valores do nível d'água máximo provável e das velocidades

para as vazões de projeto (50 e 100 anos) na seção 7 através das curvas. Esses valores são apresentados na tabela 8.

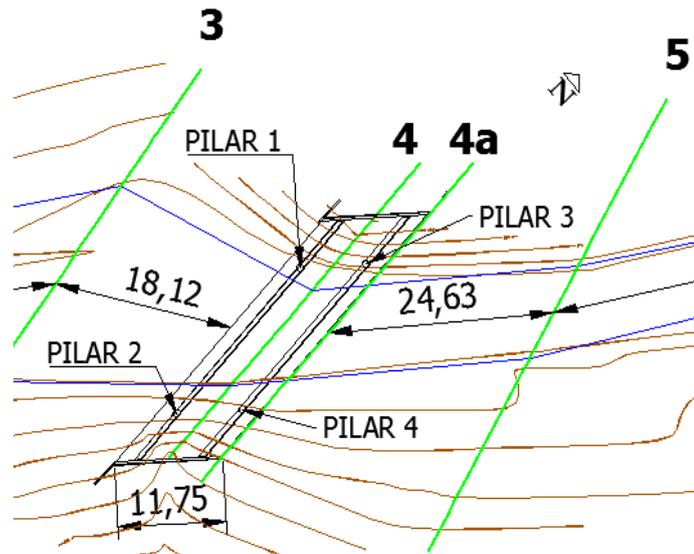
Tabela 8 – Valores obtidos das curvas (seção 7)

Valores obtidos das curvas (seção 7)					
TR [anos]	Q [m³/s]	AR^{2/3} [m^{8/3}]	y [m]	h [m]	V [m/s]
50,00	240,77	179,18	5,16	379,74	2,22
100,00	273,43	203,49	5,37	379,95	2,29

(fonte: elaborado pelo autor)

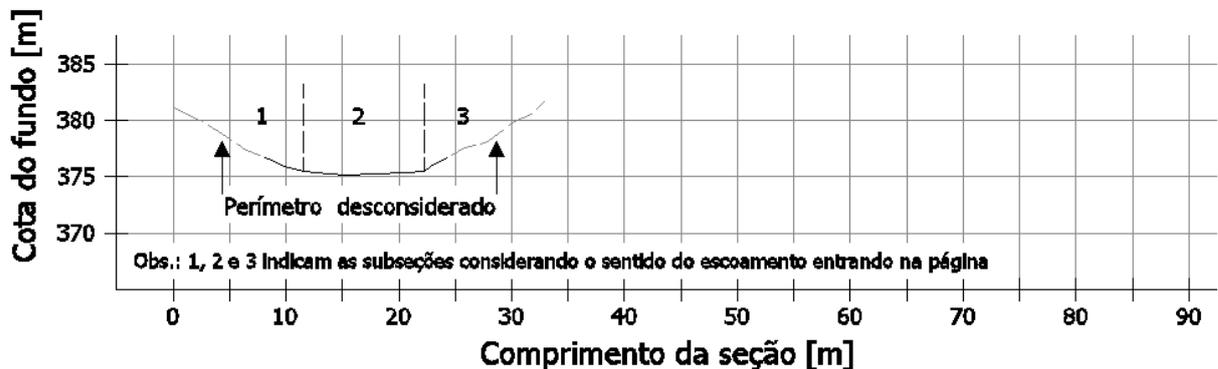
Prosseguindo com a determinação do perfil da linha d'água ao longo das seções batimétricas levantadas, podendo assim averiguar o remanso a montante devido ao estrangulamento no escoamento e determinar o NAMP, foi realizada a aplicação do Método do Passo Padrão (descrito no item 5.2.2) entre as seções onde o escoamento era gradualmente variado e dos Métodos do USGS e de Yarnell (descritos no item 5.2.3) onde o escoamento era bruscamente variado (nesse caso na seção da ponte). Ambos os métodos descritos no item 5.2.3 exigem que as condições da seção e do escoamento logo a jusante da ponte sejam conhecidas (figura 22), possibilitando assim a aplicação dos mesmos. Segundo o apontamento feito por Chow (1959), a profundidade do escoamento na seção no centro do estrangulamento (seção 4) pode ser considerada aproximadamente igual aquela da seção logo a jusante do estrangulamento. Dito isso, para poder aplicar esses métodos, foi considerado que essa seção possuía as mesmas características, cotas e forma da seção 4, de tal forma que ela estava posicionada meia largura da ponte, ao longo do eixo do escoamento (metade de 11,75 m de acordo com o apêndice A), a jusante da seção 4, sendo esta nova seção denominada de seção 4a. Ainda, seguindo as recomendações de Akan (2006), os limites laterais resultantes da redução de seção no escoamento (estrangulamento) não foram considerados na determinação do perímetro molhado para a seção 4a. A posição dessa seção pode ser visualizada na figura 42 e a própria seção juntamente aos perímetros desconsiderados pode ser visualizada na figura 43 (para uma melhor visualização da seção 4a consultar o apêndice C).

Figura 42 – Posição da seção 4a e indicação dos pilares



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 43 – Seção 4a com os perímetros desconsiderados



(fonte: elaborado pelo autor)

Além disso, foi necessário definir o valor de k_e a ser adotado para a aplicação do Método do Passo Padrão entre as seções onde o escoamento era gradualmente variado. Analisando a distribuição do escoamento ao longo do canal com os dados do dia em que foram feitos os levantamentos batimétricos (apêndice A) e a forma das seções (apêndice B), foi possível estimar os valores das perdas que ocorreriam ao longo do escoamento e assim os valores a serem adotados para k_e . Sendo assim, entre as seções 1, 2 e 3 adotou-se um valor de k_e igual a 0,2, considerando que as seções tinham forma parecida e o escoamento era praticamente linear. Entre as seções 3 e 4ª nenhuma valor de k_e foi considerado pois entre elas o escoamento é bruscamente variado, não sendo aplicável o Método do Passo Padrão. Já entre a seção 4a e 5, Akan (2006) indica que o valor de k_e deve ser igual a 0,5 para considerar a expansão que

ocorre no escoamento, sendo então esse o valor adotado. Entre a seção 5 e 6 adotou-se um valor de k_e igual a 0,3 para considerar a perda que ocorre devido a curvatura no escoamento. Por fim, entre as seções 6 e 7 considerou-se um valor de k_e igual a 0,3 pelas mesmas razões consideradas nas seções 1, 2 e 3. A tabela 9 traz um resumo dos métodos adotados entre cada seção assim como os valores de k_e adotados e as distâncias ΔX entre elas.

Tabela 9 – Parâmetros e métodos adotados entre cada seção (passos)

Parâmetros e métodos entre cada seção (passos)			
Passo	ΔX [m]	k_e [-]	Método Aplicado
7 a 6	49,36	0,2	Método do Passo Padrão
6 a 5	51,48	0,3	Método do Passo Padrão
5 a 4a	24,63	0,5	Método do Passo Padrão
4a a 3	29,87	-	Método do USGS e Método de Yarnell
3 a 2	43,51	0,2	Método do Passo Padrão
2 a 1	44,71	0,2	Método do Passo Padrão

(fonte: elaborado pelo autor)

A partir desses dados e assumindo que o escoamento fosse subcrítico, começou-se a determinação da profundidade do escoamento partindo da seção 7 para a seção 6 através do Método do Passo Padrão. Utilizando primeiramente a vazão de 100 anos e o valor de y correspondente para a seção 7 ($y = 5,37$ m), obtido através da aplicação do Método do DNIT, mediu-se o valor correspondente da área molhada (A) e do perímetro molhado (P) nas subseções da seção, através do software AutoCAD, e foi verificado que o escoamento era realmente subcrítico através da determinação do número de Froude, que resultou (utilizando a equação 13) num valor menor do que 1,0 ($F = 0,48$) comprovando assim o estado do escoamento. Continuando, calculou-se os valores de K , J , α e V para a seção 7 e então o lado direito (LD) da equação 16. Feito isso, arbitrou-se um valor de y para a seção 6 e calculou-se, da mesma forma que para a seção 7, o lado esquerdo (LD) da equação 16. Utilizando as equações 22 e 23, foi possível estimar o próximo valor de y , caso ele não fosse igual aquele arbitrado, o processo era repetido até que o valor arbitrado e o estimado fossem iguais. Dessa forma, obteve-se a profundidade do escoamento na seção 6 ($y = 5,17$) tornando possível então que o Método do Passo Padrão fosse aplicado para determinar a profundidade do escoamento na seção 5. Esse processo se repetiu até a seção 4a, onde então foi aplicado o Método do

USGS e de Yarnell (escoamento bruscamente variado) para determinar a profundidade do escoamento na seção 3.

Primeiramente aplicou-se o Método de Yarnell (equação 30), que resultaria diretamente no valor da cota do nível d'água (h) na seção 3, sem que fosse necessário fazer mais de uma iteração do método. Para isso, foi necessário determinar a área transversal vertical dos pilares que estava obstruindo o escoamento (A_j), para que fosse calculado r_o , e o valor de K_Y a partir da tabela 2. Sendo assim, através dos dados fornecidos pelo DNIT em formato DWG, foi possível determinar as cotas do topo dos pilares e da base dos mesmos e, sabendo a cota do nível d'água na seção 4a ($h = 380,08$ m) e o diâmetro dos pilares (78 cm), calcular o valor de A_j (igual a $5,13$ m²) e então r_o (igual a $0,05$). Importante ressaltar que como os pilares estavam alinhados com o escoamento, foi considerado apenas a área obstruída pelos pilares a montante (pilares 1 e 2 na figura 42) na determinação de A_j . Dito isso, considerando um valor de K_Y igual a $1,05$ (cilindros gêmeos sem diafragma) pela tabela 2, aplicou-se a equação 30 e obteve-se um valor para a cota do nível d'água na seção 3 (h) igual a $380,20$ m e, conseqüentemente, um valor para a profundidade do escoamento (y) de $4,69$ m. As cotas do topo dos pilares e da base dos mesmos são apresentadas na tabela 10.

Tabela 10 – Cotas dos pilares

Cotas dos pilares		
Pilar	Cota da base [m]	Cota do topo [m]
1	376,19	380,70
2	377,39	381,07
3	376,97	380,61
4	376,98	380,96

(fonte: elaborado pelo autor)

Depois de aplicado o Método de Yarnell, aplicou-se o Método do USGS de forma que fosse possível verificar aquele que resultava no valor mais crítico, nesse caso a maior profundidade do escoamento na seção 3. Analisando a seção estrangulada (seção 4) e a profundidade do escoamento nela, pode-se determinar que o estrangulamento ocorria somente devido a própria seção natural do canal, sem que o escoamento atingisse os encontros. Verificou-se então que a inclinação das margens da seção 4 estava na proporção de 2:1, ou seja, o valor de I_T apresentado por Chow (1959) era igual a 2 e, portanto, o estrangulamento poderia ser

classificado como sendo do tipo III com I_T igual a 2 (figura AN-A6). Com essa definição, determinou-se que os coeficientes K 's para ajustar o valor padrão de C' (a partir das figuras AN-A6 e AN-A9) de um estrangulamento do tipo III (com $I_T = 2$) seriam K_ϕ (efeito da angularidade), K_x (efeito do talude lateral dos encontros), K_e (efeito da excentricidade do estrangulamento) e K_j (efeito dos pilares da ponte). Analisando os valores de K_x na figura AN-A6, optou-se por considerar seu valor como sendo igual a 1, já que os valores resultantes para K_x seriam sempre maiores que 1 e resultariam num aumento do valor C' , ocasionando assim uma redução do valor da profundidade do escoamento estimada para seção 3, algo que pode ser considerado com sendo contra a segurança da ponte e das áreas ao redor. Além disso, também se optou por considerar o valor de K_e como sendo igual a 1, pelo fato do estrangulamento apresentar uma pequena excentricidade, o que causaria uma redução muito pequena do valor de K_e e não influenciaria assim na segurança da ponte. Por fim, foram determinadas outras características do estrangulamento segundo as indicações de Chow (1959), apresentadas na tabela 11, para que fosse então aplicado o método (o valor de A_j foi determinado a partir das mesmas considerações feitas para o Método de Yarnell). Como a seção do estrangulamento (seção 4) não é retangular, definiu-se o valor da largura b do estrangulamento como sendo igual ao valor do tirante da superfície d'água (T) considerando a metade da profundidade do escoamento (y) na seção estrangulada, sendo esse valor igual a 19,99 m. O trecho de aproximação de comprimento L_a , medido da seção 3 até a face a montante da seção da ponte, foi medido em 18,12 m (o ideal seria que fosse pelo menos uma largura b) e o trecho estrangulado de comprimento L , foi considerado como sendo igual à largura da ponte ao longo do eixo do escoamento, ou seja, 11,75 m.

Tabela 11 – Características do estrangulamento (vazão de 100 anos)

Características do estrangulamento ($Q = 273,43 \text{ m}^3/\text{s}$)	
b [m]	19,99
L [m]	11,75
L_a [m]	18,12
Φ [°]	45,00
A_j [m²]	5,13
j [-]	0,05
L/b [-]	0,59

(fonte: elaborado pelo autor)

Devido ao fato do Método do USGS ser utilizado para determinar a vazão do escoamento através das condições medidas a jusante e a montante da seção estrangulada, tornou-se necessário arbitrar uma profundidade para o escoamento na seção 3 (y) e com isso calcular uma vazão, caso essa vazão fosse diferente da vazão de 100 anos (273,43 m³/s), deveria ser arbitrado outro valor para y e então repetida a aplicação até que a diferença entre as vazões fosse muito pequena. Depois de arbitrado o valor de y , calculavam-se os valores de K_B e K_b , sendo K_B igual ao fator de condução na seção 3 e K_b o fator de condução na seção 4a com as mesmas características de profundidade normal (mesmo valor da profundidade do escoamento y) e rugosidade da seção 3. Com isso se podia calcular o valor de m (taxa de redução) e com ele se obter os valores de C' e K_ϕ da figura AN-A6 e o valor de K_j da figura AN-A9, finalizando então o processo com a determinação da vazão através aplicação da equação 29. Depois de algumas aplicações foi possível estimar o valor da profundidade do escoamento (y) na seção 3 em 6,04 m e como esse valor foi maior do que aquele obtido pelo Método de Yarnell (4,69 m), ou seja, o mais desfavorável a segurança, considerou-se que seria esse o valor da profundidade do escoamento na seção 3 adotado. É importante ressaltar que na aplicação da equação 29 ao invés de se utilizar os valores de y da seção 3 e 4a, foram utilizados os valores das cotas do nível d'água (h) das seções, já que o fundo do canal é irregular e o objetivo dessa parte da equação era de se obter a diferença entre os níveis d'água das seções (Δh). A tabela 12 apresenta os níveis d'água calculados para a seção 3 para a vazão de 100 anos assim como a diferença entre eles.

Tabela 12 – Níveis d'água calculados na seção 3 (vazão de 100 anos)

Níveis d'água calculados na seção 3 (Q = 273,43 m³/s)				
Método	y [m]	z [m]	h [m]	Adotado
Yarnell	4,69	375,51	380,20	NÃO
USGS	6,04	375,51	381,55	SIM
Diferença entre os níveis calculados [m]				1,35

(fonte: elaborado pelo autor)

Com o valor da profundidade do escoamento na seção 3 determinado (6,04 m), aplicou-se novamente o Método do Passo Padrão, como descrito anteriormente, até a seção 1 e obteve-se então os valores de y para todas as seções batimétricas levantadas considerando a vazão de 100 anos. Ainda, foram calculadas as profundidades normal (y_n) e crítica (y_c) e seus respectivos níveis (h_n e h_c) para todas as seções através da aplicação do Método do DNIT

(considerando $I = 0,65\%$ e $n = 0,06$) e da equação 11 respectivamente. As planilhas com os cálculos das profundidades do escoamento para a vazão de 100 anos podem ser visualizadas no apêndice D e um compilado dos valores obtidos para todas as seções para essa vazão podem ser visualizados na tabela 13 (considerando que as seções 4 e 4a tem as mesmas profundidades do escoamento).

Tabela 13 – Características do escoamento (vazão de 100 anos)

Características do escoamento para vazão de 100 anos ($Q = 273,43 \text{ m}^3/\text{s}$)													
Seção	X [m]	z [m]	y_n [m]	y_c [m]	y [m]	h_n [m]	h_c [m]	h [m]	V [m/s]	A [m ²]	T [m]	F [-]	Escoamento
1	0,00	376,14	5,24	3,99	5,09	381,38	380,13	381,23	2,47	110,48	47,98	0,52	Subcrítico
2	44,71	375,98	3,94	2,77	5,53	379,92	378,75	381,51	1,15	237,94	81,77	0,22	Subcrítico
3	88,22	375,51	3,22	2,22	6,04	378,73	377,73	381,55	0,86	316,84	80,98	0,14	Subcrítico
4	112,21	375,16	4,93	3,43	4,92	380,09	378,59	380,08	2,87	95,38	28,40	0,50	Subcrítico
5	142,71	375,27	4,24	3,25	4,86	379,51	378,52	380,13	1,85	147,83	51,65	0,35	Subcrítico
6	194,19	375,03	4,04	3,00	5,17	379,07	378,03	380,20	1,49	182,94	58,67	0,27	Subcrítico
7	243,55	374,58	5,37	4,25	5,37	379,95	378,83	379,95	2,29	119,16	51,84	0,48	Subcrítico

(fonte: elaborado pelo autor)

O procedimento descrito anteriormente foi aplicado exatamente da mesma forma para a vazão de 50 anos ($240,77 \text{ m}^3/\text{s}$), sendo que o valor da profundidade do escoamento na seção 3 obtido pelo Método do USGS (5,70 m) também foi maior do que aquele obtido pelo Método de Yarnell (4,43 m), sendo então o maior deles o escolhido por ser aquele mais desfavorável a segurança da ponte. A tabela 14 apresenta os níveis d'água calculados para a seção 3 para a vazão de 50 anos assim como a diferença entre eles. As características do estrangulamento para essa vazão são apresentadas na tabela 15, as planilhas com os cálculos das profundidades do escoamento podem ser visualizadas no apêndice E e o compilado dos valores obtidos para todas as seções para a vazão de 50 anos podem ser visualizados na tabela 16.

Tabela 14 – Níveis d'água calculados na seção 3 (vazão de 50 anos)

Níveis d'água calculados na seção 3 ($Q = 240,77 \text{ m}^3/\text{s}$)				
Método	y [m]	z [m]	h [m]	Adotado
Yarnell	4,44	375,51	379,95	NÃO
USGS	5,70	375,51	381,21	SIM
Diferença entre os níveis calculados [m]				1,26

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 15 – Características do estrangulamento (vazão de 50 anos)

Características do estrangulamento (Q = 240,77 m³/s)	
b [m]	19,49
L [m]	11,75
L_a [m]	18,12
Φ [°]	45,00
A_j [m²]	4,77
j [-]	0,05
L/b [-]	0,60

(fonte: elaborado pelo autor)

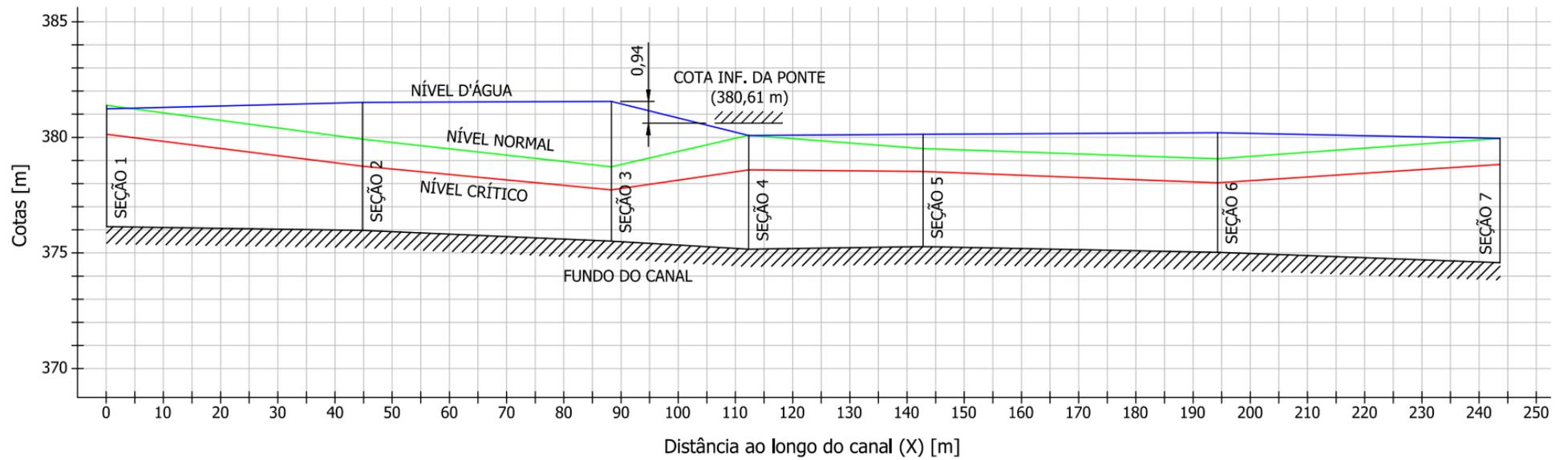
Tabela 16 – Características do escoamento (vazão de 50 anos)

Características do escoamento para vazão de 50 anos (Q = 240,77 m³/s)													
Seção	X [m]	z [m]	y_n [m]	y_c [m]	y [m]	h_n [m]	h_c [m]	h [m]	V [m/s]	A [m²]	T [m]	F [-]	Escoamento
1	0,00	376,14	5,01	3,80	4,75	381,15	379,94	380,89	2,54	94,83	44,05	0,55	Subcrítico
2	44,71	375,98	3,77	2,60	5,19	379,75	378,58	381,17	1,14	210,92	77,18	0,22	Subcrítico
3	88,22	375,51	3,04	2,06	5,70	378,55	377,57	381,21	0,83	289,83	77,91	0,14	Subcrítico
4	112,21	375,16	4,62	3,21	4,69	379,78	378,37	379,85	2,71	88,96	27,48	0,48	Subcrítico
5	142,71	375,27	4,04	3,12	4,63	379,31	378,39	379,90	1,77	136,09	50,42	0,34	Subcrítico
6	194,19	375,03	3,84	2,85	4,93	378,87	377,88	379,96	1,42	168,98	57,67	0,27	Subcrítico
7	243,55	374,58	5,16	4,06	5,16	379,74	378,64	379,74	2,22	108,50	49,75	0,48	Subcrítico

(fonte: elaborado pelo autor)

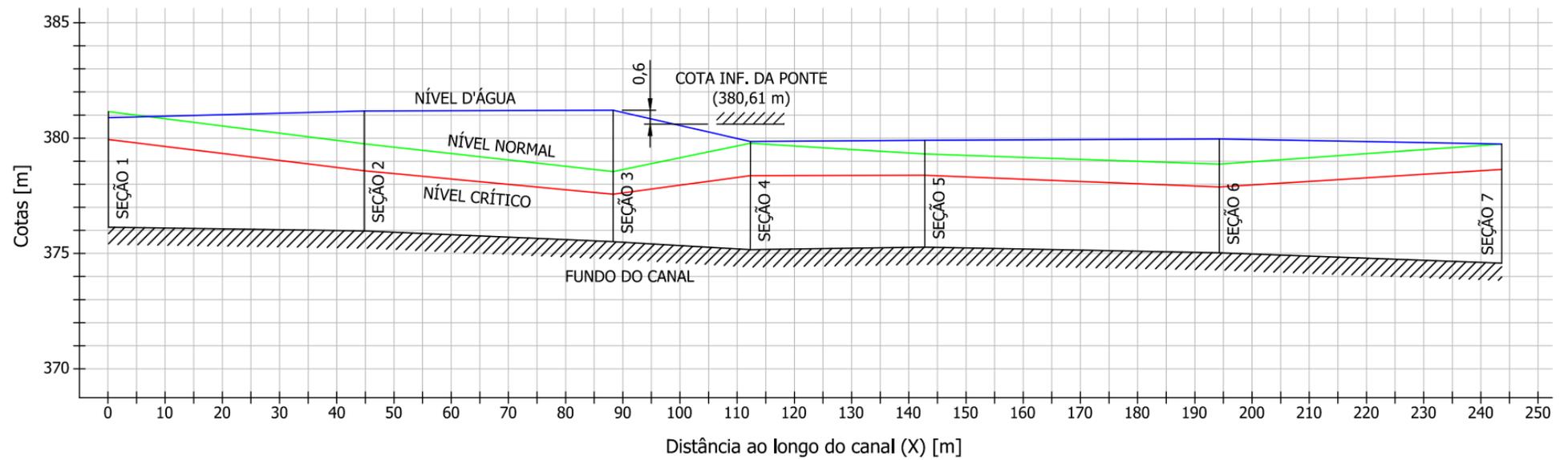
Depois de determinadas as características do escoamento, foram desenhados os perfis da linha d'água para ambas as vazões de projeto com esses dados, juntamente com a indicação das distâncias verticais medidas entre o NAMP na seção 3 a montante da ponte – aquele obtido através do Método do USGS que foi o maior nível calculado dentre todos – e a cota mais baixa do topo dos pilares (pilar 3 com cota de 380,61 m), seguindo a recomendação do DNIT (no caso de longarinas com inércia variável, a base dos aparelhos de apoio deve ser considerada como nível de referência da ponte). Os perfis desenhados são apresentados na figura 44 e na figura 45 (estes podem ser melhor visualizados nos apêndices F e G).

Figura 44 – Perfil da linha d'água para a vazão de 100 anos ($Q = 273,43 \text{ m}^3/\text{s}$)



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 45 – Perfil da linha d'água para a vazão de 50 anos ($Q = 240,77 \text{ m}^3/\text{s}$)



(fonte: elaborado pelo autor)

6.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS E RECOMENDAÇÕES

Analisando os valores dos níveis d'água máximos obtidos no item anterior para os métodos do DNIT, de Yarnell e do USGS, constatou-se que os valores obtidos, tanto para a vazão de 50 anos quanto para a de 100 anos, através do Método do USGS foram os maiores dentre todos, seguidos por aqueles obtidos pelo Método de Yarnell e depois pelos do Método do DNIT. Foi possível comprovar que os resultados obtidos apenas com a utilização direta do Método do DNIT não levam em conta o acréscimo no nível d'água devido ao estrangulamento do escoamento, algo que foi expressamente apontado pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2006). Quanto aos outros métodos aplicados, o Método de Yarnell resultou em valores para a nível d'água na seção 3 consideravelmente menores do que aqueles obtidos através do Método do USGS, confirmando a recomendação de Akan (2006) quanto ao uso do Método de Yarnell apenas para o caso de os pilares serem a principal obstrução do escoamento, que não é o que ocorre na seção da ponte, onde o estrangulamento do canal se dá devido a redução da seção do escoamento causada pela estrutura da ponte (os aterros nesse caso).

Portanto, para verificar a folga de segurança entre o NAMP e a face inferior da superestrutura da ponte (nesse caso o topo do pilar 3 com cota de 380,61 m, pois as longarinas possuem inércia variável), considerou-se os valores obtidos através do Método do USGS, já que estes apresentavam a situação mais desfavorável à segurança da ponte (níveis maiores). Para ambas as vazões estudadas, o NAMP obtido estava numa cota superior a face inferior da superestrutura da ponte, ou seja, não haveria uma folga entre a ponte e o NAMP, resultando assim numa folga negativa de -0,94 m para a vazão de 100 anos e de -0,60 m para a de 50 anos. Importante ressaltar que a ponte não ficaria submersa, pois o NAMP ocorreria na seção 3 a montante da ponte (como pode ser visualizado na figura 44 e na figura 45). Esses valores de folga estão ambos distantes da folga mínima recomendada (para possibilitar a passagem de materiais flutuantes) pelo DNIT (2005), que é de um metro. Deste modo, recomenda-se, de acordo com os parâmetros adotados neste trabalho, que a Ponte Passo dos Buracos seja içada ou macaqueada em aproximadamente 2,00 m, cumprindo assim o requisito da folga mínima de um metro para ambas as vazões de projeto (50 e 100 anos) e garantindo uma maior segurança da estrutura da ponte contra materiais flutuantes que possam atingi-la durante uma

enchente. A tabela 17 apresenta um compilado com os níveis d'água máximos prováveis calculados através de cada método e suas respectivas folgas com a estrutura da ponte.

Tabela 17 – Níveis d'água máximos prováveis calculados e folgas com a ponte

Níveis d'água máximos prováveis calculados e folgas com a estrutura da ponte						
TR [anos]	Q [m³/s]	Método	NAMP [m]	Cota pilar 3 [m]	Folga [m]	Adotado
50	240,77	DNIT	379,78	380,61	0,83	NÃO
		Yarnell	379,95	380,61	0,66	NÃO
		USGS	381,21	380,61	-0,60	SIM
100	273,43	DNIT	380,09	380,61	0,52	NÃO
		Yarnell	380,20	380,61	0,41	NÃO
		USGS	381,55	380,61	-0,94	SIM

(fonte: elaborado pelo autor)

Com relação a determinação do perfil da linha d'água, mesmo que não seja o caso do trecho estudado (não se tem construções ao longo do arroio de acordo com a figura 23), este pode ser utilizado para verificar os limites das planícies de inundação, evitando assim que pessoas ocupem essas regiões que possam ser afetadas pelas enchentes. Por último, mas nem um pouco menos importante, através das velocidades do escoamento obtidas com as vazões de projeto para cada seção batimétrica do arroio, principalmente para a seção da ponte (seção 4), pode-se verificar a ocorrência de erosão no arroio e se esta irá causar alguma instabilidade a estrutura da ponte. Para a seção da ponte, deverá ser verificado a profundidade da erosão que ocorrerá nos pilares e encontros, de tal forma que seja possível determinar se as fundações não terão a sua capacidade de carga afetada pela remoção do solo em seu entorno devido a erosão.

Importante lembrar que os resultados e recomendações apresentados neste trabalho não representam a total realidade da Ponte Passo dos Buracos e do Arroio Tipiaia quanto ao dimensionamento hidráulico de pontes, mas são baseados nessa realidade para simular as dificuldades encontradas nesse tipo de dimensionamento. Portanto, não devem ser utilizados em nenhuma aplicação ou estudos realizados nas estruturas existentes da ponte ou do arroio sem as devidas considerações.

7 CONCLUSÕES

Com o intuito de aprimorar o conhecimento indispensável ao engenheiro que pretende projetar pontes, foi realizado neste trabalho a descrição de alguns dos critérios e métodos adotados para o dimensionamento hidráulico de pontes assim como uma aplicação prática desse dimensionamento na Ponte Passo dos Buracos, com o objetivo principal de determinar as distâncias verticais entre a face inferior da superestrutura da ponte e os níveis d'água máximos prováveis do escoamento sob ela para as vazões de projeto do Arroio Tipiaia com tempo de recorrência de 50 e 100 anos. Então, buscou-se na revisão bibliográfica abordar os princípios e fundamentos relacionados às estruturas de pontes, tais como as definições conceituais, tipologias estruturais e classificações. Abordou-se também os critérios e métodos comumente adotados na determinação da vazão de projeto necessária ao dimensionamento hidráulico de pontes assim como os conceitos fundamentais e os critérios e métodos comumente adotados nesse dimensionamento.

Para a realização do dimensionamento hidráulico da Ponte Passo dos Buracos, foram obtidos do DNIT os dados topográficos e as vazões de projeto com tempo de recorrência de 50 e 100 anos para o Arroio Tipiaia e, a partir desses dados, foram determinados os perfis das seções batimétricas levantadas, a distância entre essas seções, os coeficientes de rugosidade do leito do arroio e declividade do fundo do mesmo. Com isso, aplicou-se o Método do DNIT para determinar o nível d'água na seção mais a jusante possível e considerou-se que nela o escoamento seria normal e serviria de seção de controle para a análise do escoamento como gradualmente variado. Na sequência, foi realizada a aplicação do Método do Passo Padrão entre as seções onde o escoamento era gradualmente variado e dos Métodos do USGS e de Yarnell onde o escoamento era bruscamente variado (nesse caso na seção da ponte), como o nível d'água obtido pelo Método do USGS foi maior do que aquele obtido pelo Método de Yarnell, considerou-se que ele seria o valor da profundidade do escoamento adotado por ser o mais desfavorável a segurança da ponte. Depois de determinadas todas as características do escoamento, foram desenhados os perfis da linha d'água para ambas as vazões de projeto, juntamente com a indicação das distâncias verticais medidas entre o nível d'água máximo provável e a cota mais baixa do topo dos pilares (considerada como sendo a face inferior da superestrutura da ponte).

Analisando os valores dos níveis d'água máximos obtidos para os Métodos do DNIT, Yarnell e USGS, constatou-se que os valores obtidos, tanto para a vazão de 50 anos quanto para a de 100 anos, através do Método do USGS foram os maiores dentre todos (sendo estes os que foram adotados), seguidos por aqueles obtidos pelo Método de Yarnell e depois pelos do Método do DNIT. Para ambas as vazões estudadas, o nível d'água máximo provável adotado estava numa cota superior a face inferior da superestrutura da ponte, ou seja, não haveria uma folga entre a ponte e esse nível do escoamento, resultando assim numa folga negativa de -0,94 m para a vazão de 100 anos e de -0,60 m para a de 50 anos, valores esses distantes da folga mínima recomendada de 1,00 m.

Assim sendo, seria recomendável com esses resultados que a Ponte Passo dos Buracos fosse içada ou macaqueada em aproximadamente 2,00 m, cumprindo assim o requisito da folga mínima de 1,0 m para ambas as vazões de projeto (50 e 100 anos) e garantindo uma maior segurança da estrutura da ponte contra materiais flutuantes que possam atingi-la durante uma enchente. Além disso, através das velocidades obtidas para o escoamento, seria recomendável que fosse verificado a profundidade da erosão que poderá ocorrer nos pilares e encontros, de tal forma que seja possível determinar se as fundações não terão a sua capacidade de carga afetada pela remoção do solo em seu entorno devido a erosão.

Vale salientar que existem outras metodologias aplicáveis ao dimensionamento hidráulico de pontes além daquelas apresentadas neste trabalho e que a determinação dos valores dos coeficientes de rugosidade do canal depende muito da sensibilidade e experiência dos projetistas, tornando as visitas em campo essenciais para uma correta avaliação desses valores e uma maior confiabilidade do dimensionamento hidráulico realizado.

Por último, é importante lembrar que os resultados e recomendações apresentados neste trabalho não representam a total realidade da Ponte Passo dos Buracos e do Arroio Tipiaia quanto ao dimensionamento hidráulico de pontes, mas são baseados nessa realidade para simular as dificuldades encontradas nesse tipo de dimensionamento. Portanto, não devem ser utilizados em nenhuma aplicação ou estudos realizados nas estruturas existentes da ponte ou do arroio sem as devidas considerações.

REFERÊNCIAS

AKAN, A. O. **Open Channel Hydraulics**. 1st ed. Amsterdam: Elsevier, 2006.

CHOW, V. T. **Open-Channel Hydraulics**. New York: McGraw-Hill, 1959 (reimpr. 1988).

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. **Manual de hidrologia básica para estruturas de drenagem**. 2. ed. Rio de Janeiro, 2005. 133 p. (IPR. Publ. 715).

_____. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. **Manual de drenagem de rodovias**. 2. ed. Rio de Janeiro, 2006. 333 p. (IPR. Publ. 724).

GOOGLE MAPS. Google, 2015. Disponível em: <<https://www.google.com.br/maps/@-29.1135551,-53.6501492,586m/data=!3m1!1e3>>. Acesso em: 28 out. 2015.

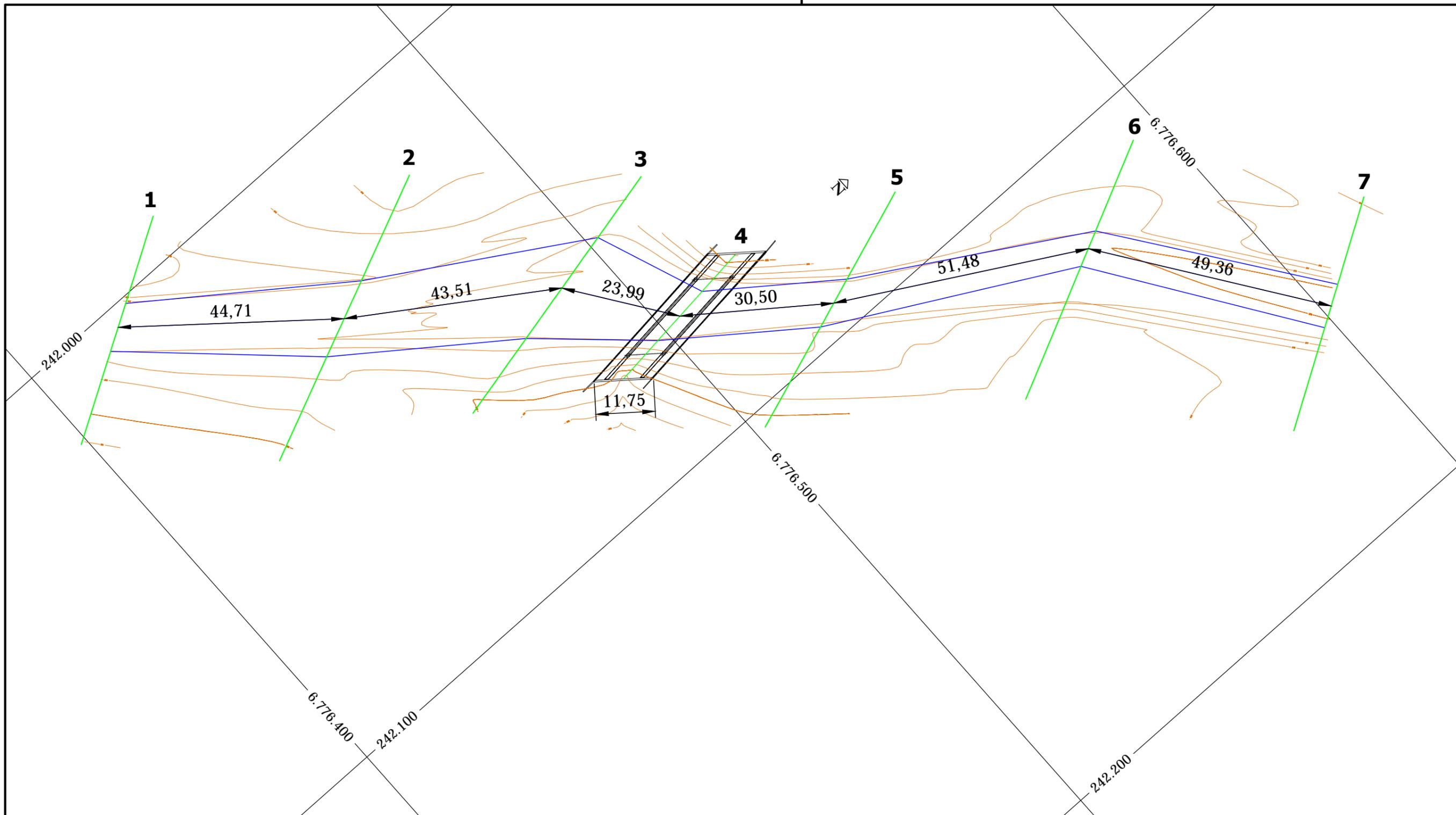
GRIBBIN, J. E. **Introdução à Hidráulica, Hidrologia e Gestão de Águas Pluviais**. Tradução de Glauco Peres Damas. São Paulo: Cengage Learning, 2009.

MARCHETTI, O. **Pontes de concreto armado**. 1. ed. (1. reimpr.). São Paulo: Blücher, 2008 (reimpr. 2009).

SÃO PAULO (Estado). Secretaria de Energia, Recursos Hídricos e Saneamento. Departamento de Águas e Energia Elétrica. **Guia prático para projetos de pequenas obras hidráulicas**. São Paulo: DAEE, 2005. 116 p.

VITÓRIO, J. A. P. **Pontes rodoviárias: fundamentos, conservação e gestão**. 1. ed. Recife: CREA-PE, 2002.

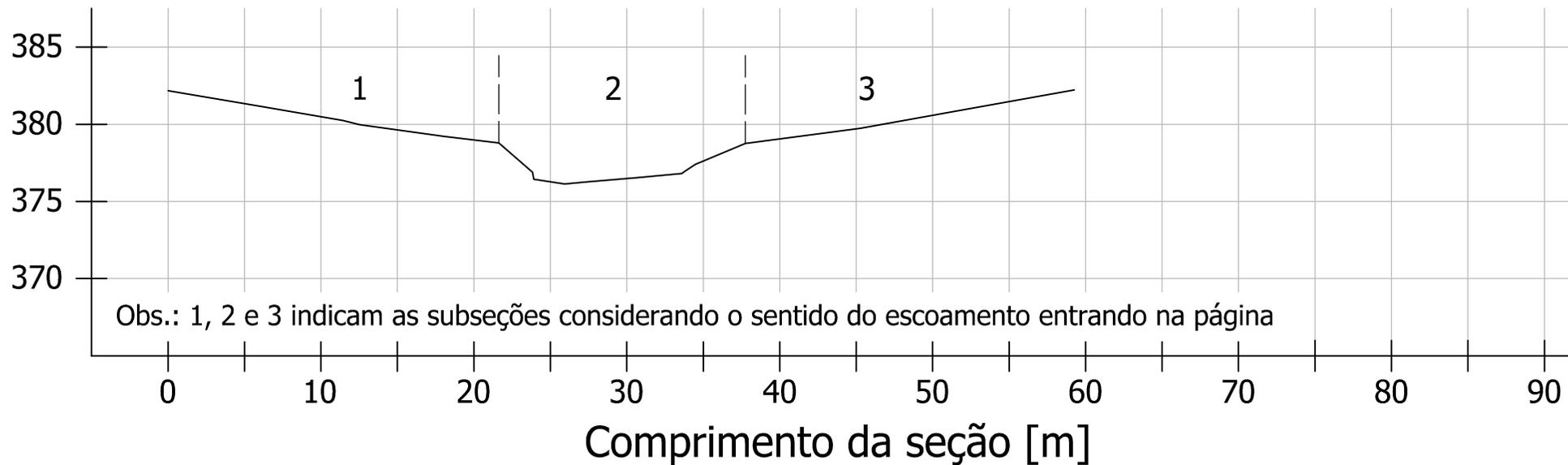
APÊNDICE A – Posicionamento das Seções Batimétricas



DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO PONTE PASSO DOS BURACOS			
ASSUNTO:			
POSICIONAMENTO DAS SEÇÕES BATIMÉTRICAS			
ELABORAÇÃO:			
VINICIUS MACHADO SCHWANCK			
UNIDADE:	DATA:	ESCALA:	PRANCHA:
METROS	NOVEMBRO 2015	1:750	01/01

APÊNDICE B – Seções Batimétricas

Cota do fundo [m]



DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO PONTE PASSO DOS BURACOS

ASSUNTO:

SEÇÕES BATIMÉTRICAS LEVANTADAS - SEÇÃO 1

ELABORAÇÃO:

VINICIUS MACHADO SCHWANCK

UNIDADE:

METROS

DATA:

NOVEMBRO 2015

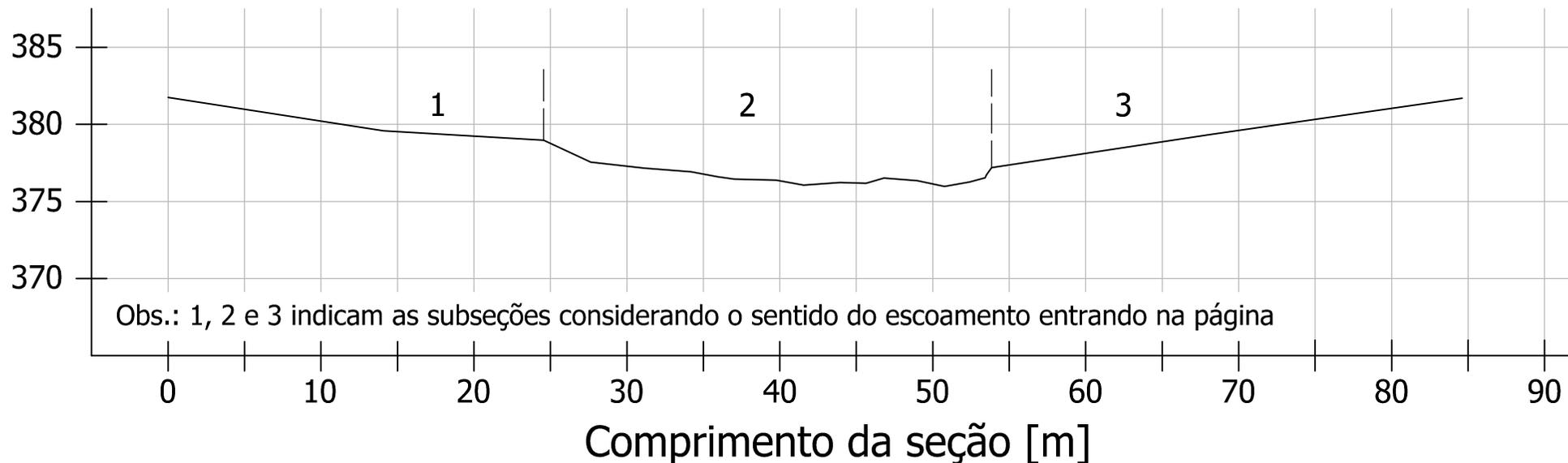
ESCALA:

1:400

PRANCHA:

01/07

Cota do fundo [m]



DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO PONTE PASSO DOS BURACOS

ASSUNTO:

SEÇÕES BATIMÉTRICAS LEVANTADAS - SEÇÃO 2

ELABORAÇÃO:

VINICIUS MACHADO SCHWANCK

UNIDADE:

METROS

DATA:

NOVEMBRO 2015

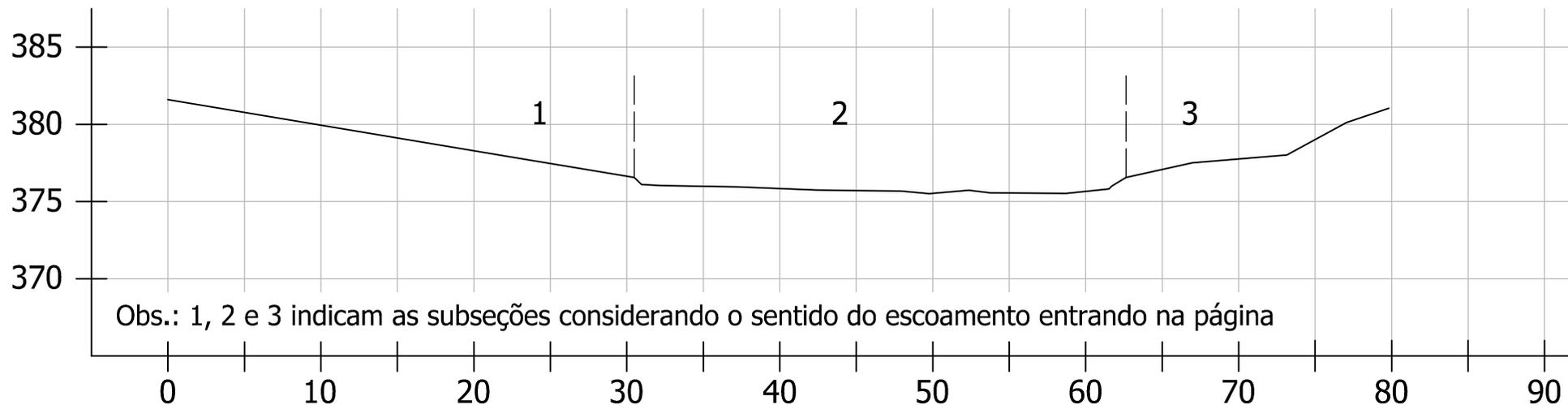
ESCALA:

1:400

PRANCHA:

02/07

Cota do fundo [m]



Comprimento da seção [m]

DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO PONTE PASSO DOS BURACOS

ASSUNTO:

SEÇÕES BATIMÉTRICAS LEVANTADAS - SEÇÃO 3

ELABORAÇÃO:

VINICIUS MACHADO SCHWANCK

UNIDADE:

METROS

DATA:

NOVEMBRO 2015

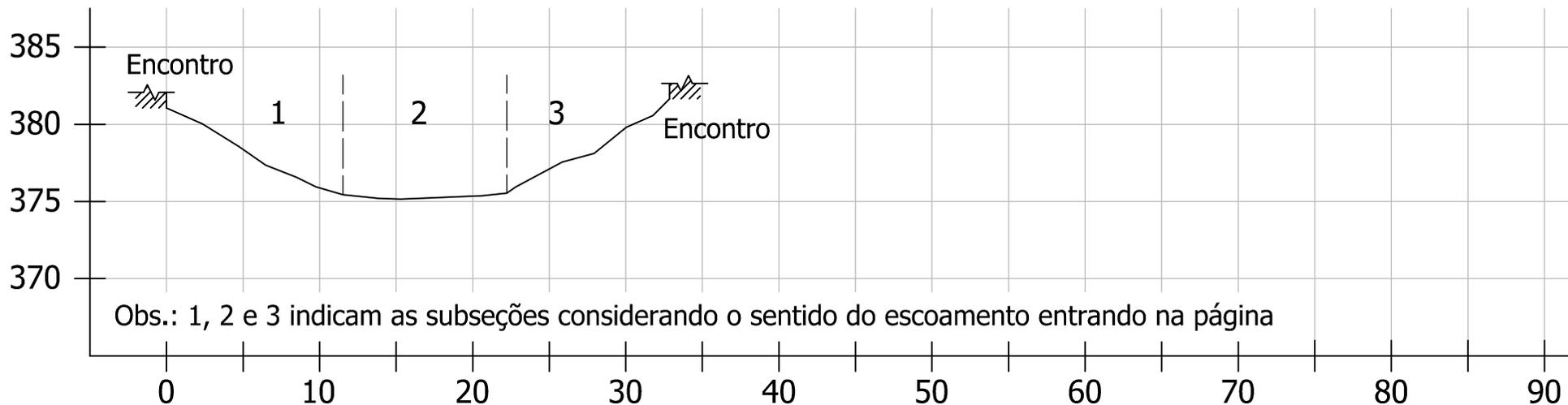
ESCALA:

1:400

PRANCHA:

03/07

Cota do fundo [m]



Obs.: 1, 2 e 3 indicam as subseções considerando o sentido do escoamento entrando na página

Comprimento da seção [m]

DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO PONTE PASSO DOS BURACOS

ASSUNTO:

SEÇÕES BATIMÉTRICAS LEVANTADAS - SEÇÃO 4

ELABORAÇÃO:

VINICIUS MACHADO SCHWANCK

UNIDADE:

METROS

DATA:

NOVEMBRO 2015

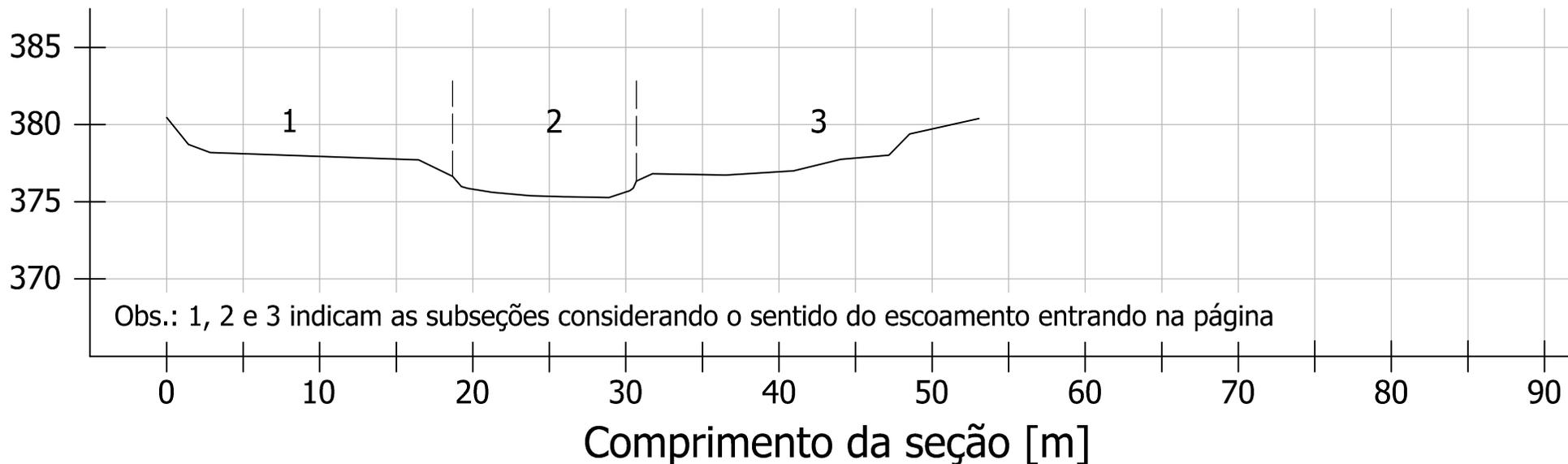
ESCALA:

1:400

PRANCHA:

04/07

Cota do fundo [m]



DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO PONTE PASSO DOS BURACOS

ASSUNTO:

SEÇÕES BATIMÉTRICAS LEVANTADAS - SEÇÃO 5

ELABORAÇÃO:

VINICIUS MACHADO SCHWANCK

UNIDADE:

METROS

DATA:

NOVEMBRO 2015

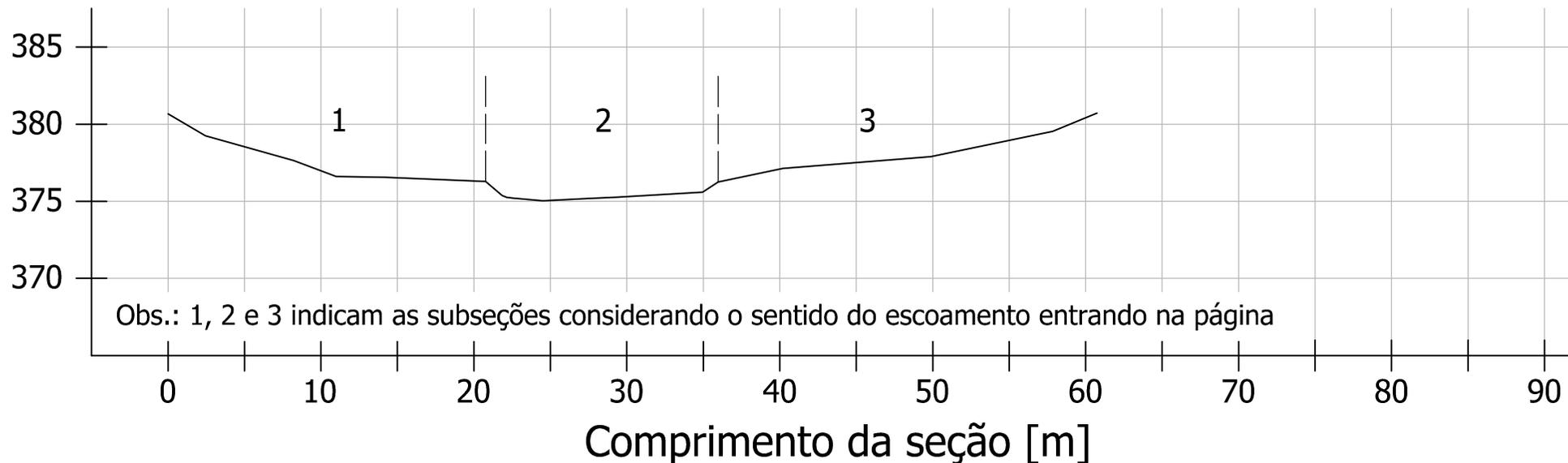
ESCALA:

1:400

PRANCHA:

05/07

Cota do fundo [m]



DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO PONTE PASSO DOS BURACOS

ASSUNTO:

SEÇÕES BATIMÉTRICAS LEVANTADAS - SEÇÃO 6

ELABORAÇÃO:

VINICIUS MACHADO SCHWANCK

UNIDADE:

METROS

DATA:

NOVEMBRO 2015

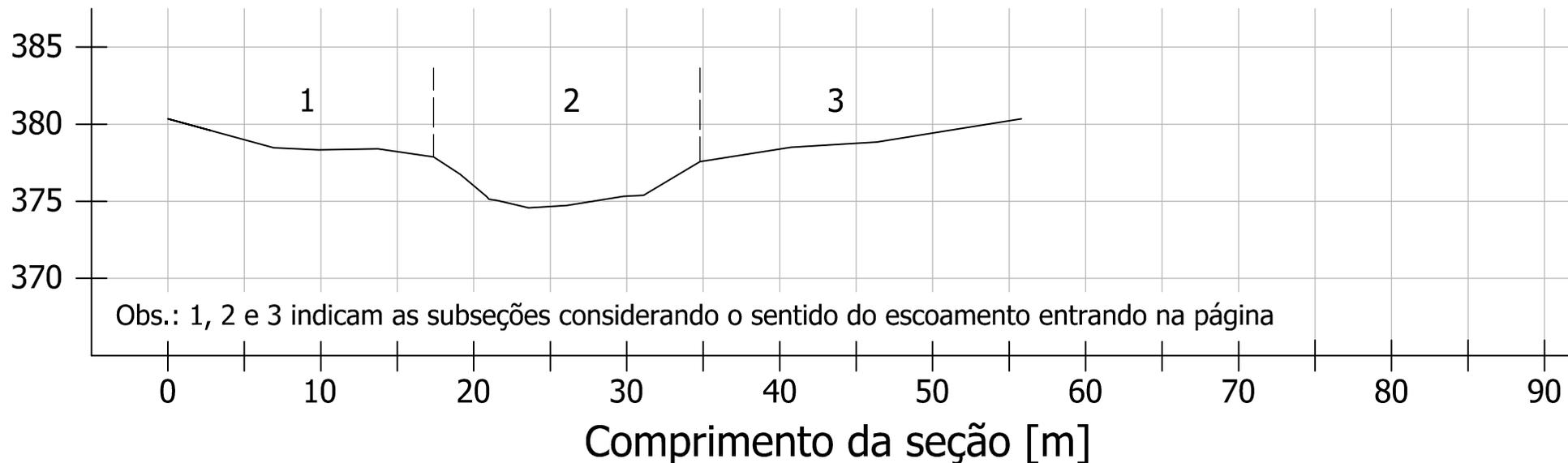
ESCALA:

1:400

PRANCHA:

06/07

Cota do fundo [m]



DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO PONTE PASSO DOS BURACOS

ASSUNTO:

SEÇÕES BATIMÉTRICAS LEVANTADAS - SEÇÃO 7

ELABORAÇÃO:

VINICIUS MACHADO SCHWANCK

UNIDADE:

METROS

DATA:

NOVEMBRO 2015

ESCALA:

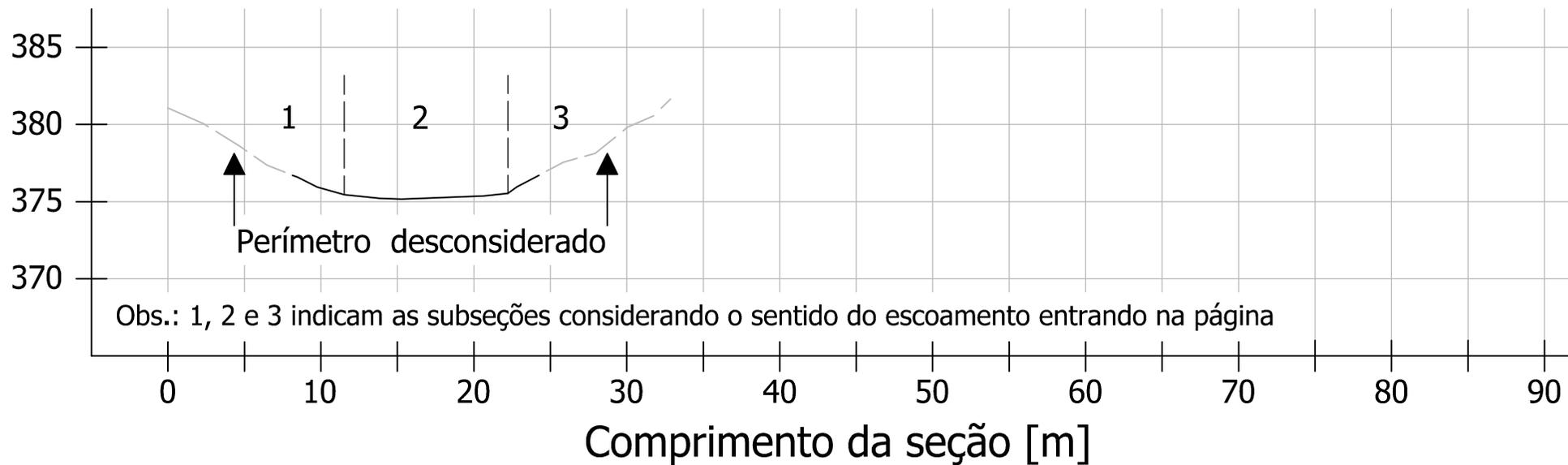
1:400

PRANCHA:

07/07

APÊNDICE C – Seção 4a

Cota do fundo [m]



DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO PONTE PASSO DOS BURACOS

ASSUNTO:

SEÇÃO 4a CONSIDERADA

ELABORAÇÃO:

VINICIUS MACHADO SCHWANCK

UNIDADE:

METROS

DATA:

NOVEMBRO 2015

ESCALA:

1:400

PRANCHA:

01/01

**APÊNDICE D – Planilhas de cálculo da linha d'água
(vazão de 100 anos)**

APLICAÇÃO DO MÉTODO DO PASSO PADRÃO (7-6)

Seção 7 (Jusante)

Q [m³/s]	ΔX [m]	z [m]	y [m]	T [m]	A ₁ [m²]	A ₂ [m²]	A ₃ [m²]	P ₁ [m]	P ₂ [m]	P ₃ [m]	R ₁ [m]	R ₂ [m]	R ₃ [m]	n ₁ [-]	n ₂ [-]	n ₃ [-]	K ₁ [m ^{8/3}]	K ₂ [m ^{8/3}]	K ₃ [m ^{8/3}]	J [-]	α [-]	V [m]	LD [m]	h [m]	y _h [m]	F [-]	-
273,43	49,36	374,58	5,37	51,84	21,29	75,51	22,36	16,15	19,06	18,68	1,32	3,96	1,20	0,08	0,04	0,08	319,79	4726,89	315,12	0,0026	1,72	2,29	380,35	379,95	2,30	0,48	-

Seção 6 (Montante)

y [m]	z [m]	T [m]	A ₁ [m²]	A ₂ [m²]	A ₃ [m²]	P ₁ [m]	P ₂ [m]	P ₃ [m]	R ₁ [m]	R ₂ [m]	R ₃ [m]	n ₁ [-]	n ₂ [-]	n ₃ [-]	K ₁ [m ^{8/3}]	K ₂ [m ^{8/3}]	K ₃ [m ^{8/3}]	J [-]	α [-]	V [m]	k _e [-]	h _e [m]	LE [m]	y _h [m]	F [-]	Δy _k [m]	y _{k+1} [m]
3,00	375,03	43,77	18,05	40,66	10,83	14,23	15,77	14,74	1,27	2,58	0,73	0,08	0,04	0,08	264,40	1911,45	110,23	0,0143	1,74	3,93	0,20	0,18	378,86	1,59	1,00	-2,15	5,15
5,15	375,03	58,59	55,57	73,32	52,88	20,60	15,77	23,87	2,70	4,65	2,22	0,08	0,04	0,08	1346,05	5107,06	1123,12	0,0013	1,98	1,50	0,20	0,05	380,33	3,10	0,27	-0,02	5,17
5,17	375,03	58,67	55,97	73,63	53,35	20,64	15,77	23,92	2,71	4,67	2,23	0,08	0,04	0,08	1360,45	5142,39	1138,11	0,0013	1,98	1,49	0,20	0,05	380,35	3,12	0,27	0,00	5,17

APLICAÇÃO DO MÉTODO DO PASSO PADRÃO (6-5)

Seção 6 (Jusante)

Q [m³/s]	ΔX [m]	z [m]	y [m]	T [m]	A ₁ [m²]	A ₂ [m²]	A ₃ [m²]	P ₁ [m]	P ₂ [m]	P ₃ [m]	R ₁ [m]	R ₂ [m]	R ₃ [m]	n ₁ [-]	n ₂ [-]	n ₃ [-]	K ₁ [m ^{8/3}]	K ₂ [m ^{8/3}]	K ₃ [m ^{8/3}]	J [-]	α [-]	V [m]	LD [m]	h [m]	y _h [m]	F [-]	-
273,43	51,48	375,03	5,17	58,67	55,97	73,63	53,35	20,64	15,77	23,92	2,71	4,67	2,23	0,08	0,04	0,08	1360,45	5142,39	1138,11	0,0013	1,98	1,49	380,39	380,20	3,12	0,27	-

Seção 5 (Montante)

y [m]	z [m]	T [m]	A ₁ [m²]	A ₂ [m²]	A ₃ [m²]	P ₁ [m]	P ₂ [m]	P ₃ [m]	R ₁ [m]	R ₂ [m]	R ₃ [m]	n ₁ [-]	n ₂ [-]	n ₃ [-]	K ₁ [m ^{8/3}]	K ₂ [m ^{8/3}]	K ₃ [m ^{8/3}]	J [-]	α [-]	V [m]	k _e [-]	h _e [m]	LE [m]	y _h [m]	F [-]	Δy _k [m]	y _{k+1} [m]
4,00	375,27	47,45	23,97	45,00	36,40	18,33	12,76	18,47	1,31	3,53	1,97	0,08	0,04	0,08	358,21	2606,01	715,16	0,0055	2,03	2,60	0,30	0,14	379,68	2,22	0,56	-0,80	4,80
4,80	375,27	51,33	38,40	54,60	51,73	19,37	12,76	21,81	1,98	4,28	2,37	0,08	0,04	0,08	757,69	3597,26	1150,13	0,0025	2,07	1,89	0,30	0,05	380,34	2,82	0,36	-0,06	4,86
4,86	375,27	51,65	39,51	55,32	53,00	19,44	12,76	22,09	2,03	4,33	2,40	0,08	0,04	0,08	792,22	3676,68	1187,33	0,0023	2,07	1,85	0,30	0,04	380,39	2,86	0,35	0,00	4,86

APLICAÇÃO DO MÉTODO DO PASSO PADRÃO (5-4a)

Seção 5 (Jusante)

Q [m³/s]	ΔX [m]	z [m]	y [m]	T [m]	A ₁ [m²]	A ₂ [m²]	A ₃ [m²]	P ₁ [m]	P ₂ [m]	P ₃ [m]	R ₁ [m]	R ₂ [m]	R ₃ [m]	n ₁ [-]	n ₂ [-]	n ₃ [-]	K ₁ [m ^{8/3}]	K ₂ [m ^{8/3}]	K ₃ [m ^{8/3}]	J [-]	α [-]	V [m]	LD [m]	h [m]	y _h [m]	F [-]	-
273,43	24,63	375,27	4,86	51,65	39,51	55,32	53,00	19,44	12,76	22,09	2,03	4,33	2,40	0,08	0,04	0,08	792,22	3676,68	1187,33	0,0023	2,07	1,85	380,46	380,13	2,86	0,35	-

Seção 4a (Montante)

y [m]	z [m]	T [m]	A ₁ [m²]	A ₂ [m²]	A ₃ [m²]	P ₁ [m]	P ₂ [m]	P ₃ [m]	R ₁ [m]	R ₂ [m]	R ₃ [m]	n ₁ [-]	n ₂ [-]	n ₃ [-]	K ₁ [m ^{8/3}]	K ₂ [m ^{8/3}]	K ₃ [m ^{8/3}]	J [-]	α [-]	V [m]	k _e [-]	h _e [m]	LE [m]	y _h [m]	F [-]	Δy _k [m]	y _{k+1} [m]
4,50	375,16	26,90	20,70	46,68	16,42	3,63	10,72	2,35	5,70	4,35	6,98	0,08	0,04	0,08	825,77	3111,70	749,77	0,0034	1,14	3,26	0,50	0,13	380,11	3,12	0,59	-0,52	5,02
5,02	375,16	28,86	25,39	52,24	20,62	3,63	10,72	2,35	6,99	4,87	8,77	0,08	0,04	0,08	1160,08	3753,73	1096,39	0,0021	1,11	2,78	0,50	0,04	380,55	3,40	0,48	0,12	4,90
4,90	375,16	28,31	24,26	50,95	19,60	3,63	10,72	2,35	6,68	4,75	8,34	0,08	0,04	0,08	1075,68	3601,31	1007,33	0,0023	1,11	2,88	0,50	0,06	380,45	3,35	0,50	-0,02	4,92
4,92	375,16	28,40	24,45	51,17	19,77	3,63	10,72	2,35	6,73	4,77	8,41	0,08	0,04	0,08	1089,40	3626,54	1021,77	0,0023	1,11	2,87	0,50	0,05	380,47	3,36	0,50	0,00	4,92

APLICAÇÃO DO MÉTODO DO USGS (4a-3)																											
Seção 4a (Jusante)																											
Q [m³/s]	ΔX [m]	z [m]	y [m]	T [m]	A ₁ [m²]	A ₂ [m²]	A ₃ [m²]	P ₁ [m]	P ₂ [m]	P ₃ [m]	R ₁ [m]	R ₂ [m]	R ₃ [m]	n ₁ [-]	n ₂ [-]	n ₃ [-]	K ₁ [m ^{8/3}]	K ₂ [m ^{8/3}]	K ₃ [m ^{8/3}]	α [-]	V [m]	h [m]	y _h [m]	F [-]	-	-	-
273,43	29,87	375,16	4,92	28,40	24,45	51,17	19,77	3,63	10,72	2,35	6,73	4,77	8,41	0,08	0,04	0,08	1089,40	3626,54	1021,77	1,11	2,87	380,08	3,36	0,50	-	-	-
Seção 3 (Montante)																											
y [m]	z [m]	T [m]	A ₁ [m²]	A ₂ [m²]	A ₃ [m²]	P ₁ [m]	P ₂ [m]	P ₃ [m]	R ₁ [m]	R ₂ [m]	R ₃ [m]	n ₁ [-]	n ₂ [-]	n ₃ [-]	K ₁ [m ^{8/3}]	K ₂ [m ^{8/3}]	K ₃ [m ^{8/3}]	K _B [m ^{8/3}]	α [-]	K _p [m ^{8/3}]	m [%]	C' [-]	K _φ [-]	K ₁ [-]	C [-]	Q _{calc} [m³/s]	ΔQ [m³/s]
5,00	375,51	71,61	47,19	152,44	37,87	24,20	32,61	16,30	1,95	4,67	2,32	0,04	0,04	0,08	1841,76	10654,32	830,26	13326,34	1,32	5261,94	61%	0,79	0,91	0,97	0,70	140,17	133,26
6,00	375,51	79,92	74,08	184,59	54,78	30,31	32,61	18,81	2,44	5,66	2,91	0,04	0,04	0,08	3360,05	14656,80	1396,38	19413,23	1,35	7549,16	61%	0,79	0,91	0,97	0,70	269,74	3,69
6,05	375,51	81,07	75,58	186,19	55,87	30,62	32,61	19,60	2,47	5,71	2,85	0,04	0,04	0,08	3451,25	14870,14	1404,34	19725,72	1,35	7681,53	61%	0,79	0,91	0,97	0,70	274,93	-1,50
6,04	375,51	80,98	75,28	185,87	55,69	30,56	32,61	19,57	2,46	5,70	2,85	0,04	0,04	0,08	3432,89	14827,37	1398,00	19658,26	1,35	7654,99	61%	0,79	0,91	0,97	0,70	273,89	-0,46

APLICAÇÃO DO MÉTODO DO PASSO PADRÃO (3-2)																											
Seção 3 (Jusante)																											
Q [m³/s]	ΔX [m]	z [m]	y [m]	T [m]	A ₁ [m²]	A ₂ [m²]	A ₃ [m²]	P ₁ [m]	P ₂ [m]	P ₃ [m]	R ₁ [m]	R ₂ [m]	R ₃ [m]	n ₁ [-]	n ₂ [-]	n ₃ [-]	K ₁ [m ^{8/3}]	K ₂ [m ^{8/3}]	K ₃ [m ^{8/3}]	J [-]	α [-]	V [m]	LD [m]	h [m]	y _h [m]	F [-]	-
273,43	43,51	375,51	6,04	80,98	75,28	185,87	55,69	30,56	32,61	19,57	2,46	5,70	2,85	0,04	0,04	0,08	3432,89	14827,37	1398,00	0,0002	1,35	0,86	381,60	381,55	3,91	0,14	-
Seção 2 (Montante)																											
y [m]	z [m]	T [m]	A ₁ [m²]	A ₂ [m²]	A ₃ [m²]	P ₁ [m]	P ₂ [m]	P ₃ [m]	R ₁ [m]	R ₂ [m]	R ₃ [m]	n ₁ [-]	n ₂ [-]	n ₃ [-]	K ₁ [m ^{8/3}]	K ₂ [m ^{8/3}]	K ₃ [m ^{8/3}]	J [-]	α [-]	V [m]	k _e [-]	h _e [m]	LE [m]	y _h [m]	F [-]	Δy _k [m]	y _{k+1} [m]
5,00	375,98	74,61	24,17	124,21	48,12	19,68	30,23	26,04	1,23	4,11	1,85	0,08	0,04	0,08	346,36	7965,50	905,85	0,0009	1,63	1,39	0,20	0,02	381,10	2,63	0,27	-0,52	5,52
5,52	375,98	81,64	35,22	139,44	62,47	23,11	30,23	29,72	1,52	4,61	2,10	0,08	0,04	0,08	582,99	9658,66	1281,29	0,0006	1,73	1,15	0,20	0,01	381,59	2,90	0,22	-0,01	5,53
5,53	375,98	81,77	35,45	139,73	62,76	23,17	30,23	29,79	1,53	4,62	2,11	0,08	0,04	0,08	588,22	9692,50	1289,32	0,0006	1,73	1,15	0,20	0,01	381,60	2,91	0,22	0,00	5,53

APLICAÇÃO DO MÉTODO DO PASSO PADRÃO (2-1)																											
Seção 2 (Jusante)																											
Q [m³/s]	ΔX [m]	z [m]	y [m]	T [m]	A ₁ [m²]	A ₂ [m²]	A ₃ [m²]	P ₁ [m]	P ₂ [m]	P ₃ [m]	R ₁ [m]	R ₂ [m]	R ₃ [m]	n ₁ [-]	n ₂ [-]	n ₃ [-]	K ₁ [m ^{8/3}]	K ₂ [m ^{8/3}]	K ₃ [m ^{8/3}]	J [-]	α [-]	V [m]	LD [m]	h [m]	y _h [m]	F [-]	-
273,43	44,71	375,98	5,53	81,77	35,45	139,73	62,76	23,17	30,23	29,79	1,53	4,62	2,11	0,08	0,04	0,08	588,22	9692,50	1289,32	0,0006	1,73	1,15	381,61	381,51	2,91	0,22	-
Seção 1 (Montante)																											
y [m]	z [m]	T [m]	A ₁ [m²]	A ₂ [m²]	A ₃ [m²]	P ₁ [m]	P ₂ [m]	P ₃ [m]	R ₁ [m]	R ₂ [m]	R ₃ [m]	n ₁ [-]	n ₂ [-]	n ₃ [-]	K ₁ [m ^{8/3}]	K ₂ [m ^{8/3}]	K ₃ [m ^{8/3}]	J [-]	α [-]	V [m]	k _e [-]	h _e [m]	LE [m]	y _h [m]	F [-]	Δy _k [m]	y _{k+1} [m]
5,00	376,14	46,94	19,65	66,86	19,70	15,63	17,72	15,55	1,26	3,77	1,27	0,08	0,04	0,08	286,19	4050,31	288,21	0,0035	1,71	2,57	0,20	0,09	381,55	2,26	0,55	-0,08	5,08
5,08	376,14	47,86	20,91	68,15	20,95	16,11	17,72	16,01	1,30	3,84	1,31	0,08	0,04	0,08	310,92	4181,47	313,17	0,0032	1,73	2,49	0,20	0,09	381,61	2,30	0,52	-0,01	5,09
5,09	376,14	47,98	21,06	68,31	21,10	16,17	17,72	16,07	1,30	3,85	1,31	0,08	0,04	0,08	314,10	4197,98	316,37	0,0032	1,73	2,47	0,20	0,08	381,61	2,30	0,52	0,00	5,09

**APÊNDICE E – Planilhas de cálculo da linha d'água
(vazão de 50 anos)**

APLICAÇÃO DO MÉTODO DO PASSO PADRÃO (7-6)

Seção 7 (Jusante)

Q [m³/s]	ΔX [m]	z [m]	y [m]	T [m]	A ₁ [m²]	A ₂ [m²]	A ₃ [m²]	P ₁ [m]	P ₂ [m]	P ₃ [m]	R ₁ [m]	R ₂ [m]	R ₃ [m]	n ₁ [-]	n ₂ [-]	n ₃ [-]	K ₁ [m ^{8/3}]	K ₂ [m ^{8/3}]	K ₃ [m ^{8/3}]	J [-]	α [-]	V [m]	LD [m]	h [m]	y _h [m]	F [-]	-
240,77	49,36	374,58	5,16	49,75	18,02	71,86	18,61	15,35	19,06	17,35	1,17	3,77	1,07	0,08	0,04	0,08	250,78	4351,57	243,81	0,0025	1,66	2,22	380,10	379,74	2,18	0,48	-

Seção 6 (Montante)

y [m]	z [m]	T [m]	A ₁ [m²]	A ₂ [m²]	A ₃ [m²]	P ₁ [m]	P ₂ [m]	P ₃ [m]	R ₁ [m]	R ₂ [m]	R ₃ [m]	n ₁ [-]	n ₂ [-]	n ₃ [-]	K ₁ [m ^{8/3}]	K ₂ [m ^{8/3}]	K ₃ [m ^{8/3}]	J [-]	α [-]	V [m]	k _e [-]	h _e [m]	LE [m]	y _h [m]	F [-]	Δy _k [m]	y _{k+1} [m]
3,00	375,03	43,77	18,05	40,66	10,83	14,23	15,77	14,74	1,27	2,58	0,73	0,08	0,04	0,08	264,40	1911,45	110,23	0,0111	1,74	3,46	0,20	0,13	378,69	1,59	0,88	-1,85	4,85
4,85	375,03	57,33	49,67	68,77	45,95	20,01	15,77	23,07	2,48	4,36	1,99	0,08	0,04	0,08	1138,33	4589,00	909,18	0,0013	1,98	1,46	0,20	0,04	380,02	2,87	0,28	-0,08	4,93
4,93	375,03	57,67	51,23	69,98	47,78	20,16	15,77	23,29	2,54	4,44	2,05	0,08	0,04	0,08	1192,20	4724,99	964,25	0,0012	1,98	1,42	0,20	0,04	380,09	2,93	0,27	0,00	4,93

APLICAÇÃO DO MÉTODO DO PASSO PADRÃO (6-5)

Seção 6 (Jusante)

Q [m³/s]	ΔX [m]	z [m]	y [m]	T [m]	A ₁ [m²]	A ₂ [m²]	A ₃ [m²]	P ₁ [m]	P ₂ [m]	P ₃ [m]	R ₁ [m]	R ₂ [m]	R ₃ [m]	n ₁ [-]	n ₂ [-]	n ₃ [-]	K ₁ [m ^{8/3}]	K ₂ [m ^{8/3}]	K ₃ [m ^{8/3}]	J [-]	α [-]	V [m]	LD [m]	h [m]	y _h [m]	F [-]	-
240,77	51,48	375,03	4,93	57,67	51,23	69,98	47,78	20,16	15,77	23,29	2,54	4,44	2,05	0,08	0,04	0,08	1192,20	4724,99	964,25	0,0012	1,98	1,42	380,13	379,96	2,93	0,27	-

Seção 5 (Montante)

y [m]	z [m]	T [m]	A ₁ [m²]	A ₂ [m²]	A ₃ [m²]	P ₁ [m]	P ₂ [m]	P ₃ [m]	R ₁ [m]	R ₂ [m]	R ₃ [m]	n ₁ [-]	n ₂ [-]	n ₃ [-]	K ₁ [m ^{8/3}]	K ₂ [m ^{8/3}]	K ₃ [m ^{8/3}]	J [-]	α [-]	V [m]	k _e [-]	h _e [m]	LE [m]	y _h [m]	F [-]	Δy _k [m]	y _{k+1} [m]
4,00	375,27	47,45	23,97	45,00	36,40	18,33	12,76	18,47	1,31	3,53	1,97	0,08	0,04	0,08	358,21	2606,01	715,16	0,0043	2,03	2,29	0,30	0,10	379,60	2,22	0,49	-0,58	4,58
4,58	375,27	50,15	34,38	51,96	47,23	19,08	12,76	20,79	1,80	4,07	2,27	0,08	0,04	0,08	636,35	3312,01	1020,31	0,0023	2,06	1,80	0,30	0,04	380,09	2,66	0,35	-0,05	4,63
4,63	375,27	50,42	35,29	52,56	48,24	19,15	12,76	21,02	1,84	4,12	2,29	0,08	0,04	0,08	663,19	3376,02	1048,92	0,0022	2,06	1,77	0,30	0,04	380,13	2,70	0,34	0,00	4,63

APLICAÇÃO DO MÉTODO DO PASSO PADRÃO (5-4a)

Seção 5 (Jusante)

Q [m³/s]	ΔX [m]	z [m]	y [m]	T [m]	A ₁ [m²]	A ₂ [m²]	A ₃ [m²]	P ₁ [m]	P ₂ [m]	P ₃ [m]	R ₁ [m]	R ₂ [m]	R ₃ [m]	n ₁ [-]	n ₂ [-]	n ₃ [-]	K ₁ [m ^{8/3}]	K ₂ [m ^{8/3}]	K ₃ [m ^{8/3}]	J [-]	α [-]	V [m]	LD [m]	h [m]	y _h [m]	F [-]	-
240,77	24,63	375,27	4,63	50,42	35,29	52,56	48,24	19,15	12,76	21,02	1,84	4,12	2,29	0,08	0,04	0,08	663,19	3376,02	1048,92	0,0022	2,06	1,77	380,20	379,90	2,70	0,34	-

Seção 4a (Montante)

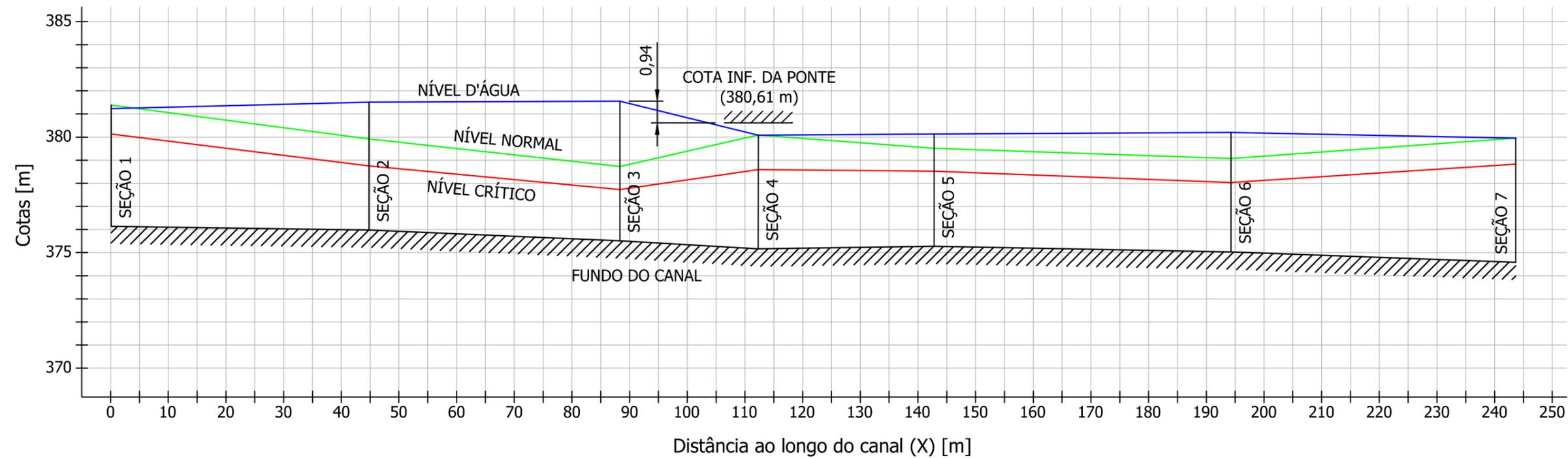
y [m]	z [m]	T [m]	A ₁ [m²]	A ₂ [m²]	A ₃ [m²]	P ₁ [m]	P ₂ [m]	P ₃ [m]	R ₁ [m]	R ₂ [m]	R ₃ [m]	n ₁ [-]	n ₂ [-]	n ₃ [-]	K ₁ [m ^{8/3}]	K ₂ [m ^{8/3}]	K ₃ [m ^{8/3}]	J [-]	α [-]	V [m]	k _e [-]	h _e [m]	LE [m]	y _h [m]	F [-]	Δy _k [m]	y _{k+1} [m]
4,50	375,16	26,90	20,70	46,68	16,42	3,63	10,72	2,35	5,70	4,35	6,98	0,08	0,04	0,08	825,77	3111,70	749,77	0,0026	1,14	2,87	0,50	0,08	380,03	3,12	0,52	-0,23	4,73
4,73	375,16	27,63	22,72	49,13	18,21	3,63	10,72	2,35	6,25	4,58	7,74	0,08	0,04	0,08	964,00	3389,73	890,94	0,0021	1,12	2,67	0,50	0,04	380,23	3,26	0,47	0,04	4,69
4,69	375,16	27,48	22,36	48,71	17,89	3,63	10,72	2,35	6,16	4,54	7,61	0,08	0,04	0,08	938,92	3340,69	865,10	0,0022	1,13	2,71	0,50	0,05	380,20	3,24	0,48	0,00	4,69

APLICAÇÃO DO MÉTODO DO USGS (4a-3)																											
Seção 4a (Jusante)																											
Q [m³/s]	ΔX [m]	z [m]	y [m]	T [m]	A ₁ [m²]	A ₂ [m²]	A ₃ [m²]	P ₁ [m]	P ₂ [m]	P ₃ [m]	R ₁ [m]	R ₂ [m]	R ₃ [m]	n ₁ [-]	n ₂ [-]	n ₃ [-]	K ₁ [m ^{8/3}]	K ₂ [m ^{8/3}]	K ₃ [m ^{8/3}]	α [-]	V [m]	h [m]	y _h [m]	F [-]	-	-	-
240,77	29,87	375,16	4,69	27,48	22,36	48,71	17,89	3,63	10,72	2,35	6,16	4,54	7,61	0,08	0,04	0,08	938,92	3340,69	865,10	1,13	2,71	379,85	3,24	0,48	-	-	-
Seção 3 (Montante)																											
y [m]	z [m]	T [m]	A ₁ [m²]	A ₂ [m²]	A ₃ [m²]	P ₁ [m]	P ₂ [m]	P ₃ [m]	R ₁ [m]	R ₂ [m]	R ₃ [m]	n ₁ [-]	n ₂ [-]	n ₃ [-]	K ₁ [m ^{8/3}]	K ₂ [m ^{8/3}]	K ₃ [m ^{8/3}]	K _B [m ^{8/3}]	α [-]	K _p [m ^{8/3}]	m [%]	C' [-]	K _φ [-]	K ₁ [-]	C [-]	Q _{calc} [m³/s]	ΔQ [m³/s]
5,00	375,51	71,61	47,19	152,44	37,87	24,20	32,61	16,30	1,95	4,67	2,32	0,04	0,04	0,08	1841,76	10654,32	830,26	13326,34	1,32	5261,94	61%	0,79	0,91	0,97	0,70	161,63	79,14
5,50	375,51	76,11	59,88	168,51	46,03	27,26	32,61	17,87	2,20	5,17	2,58	0,04	0,04	0,08	2530,07	12591,88	1081,28	16203,23	1,34	6335,39	61%	0,79	0,91	0,97	0,70	220,54	20,23
5,65	375,51	77,46	63,98	173,33	48,63	28,17	32,61	18,34	2,27	5,32	2,65	0,04	0,04	0,08	2763,71	13198,17	1164,39	17126,28	1,34	6684,10	61%	0,79	0,91	0,97	0,70	236,04	4,73
5,70	375,51	77,91	65,38	174,94	49,51	28,48	32,61	18,50	2,30	5,36	2,68	0,04	0,04	0,08	2844,47	13402,79	1192,91	17440,17	1,34	6802,61	61%	0,79	0,91	0,97	0,70	241,04	-0,27

APLICAÇÃO DO MÉTODO DO PASSO PADRÃO (3-2)																											
Seção 3 (Jusante)																											
Q [m³/s]	ΔX [m]	z [m]	y [m]	T [m]	A ₁ [m²]	A ₂ [m²]	A ₃ [m²]	P ₁ [m]	P ₂ [m]	P ₃ [m]	R ₁ [m]	R ₂ [m]	R ₃ [m]	n ₁ [-]	n ₂ [-]	n ₃ [-]	K ₁ [m ^{8/3}]	K ₂ [m ^{8/3}]	K ₃ [m ^{8/3}]	J [-]	α [-]	V [m]	LD [m]	h [m]	y _h [m]	F [-]	-
240,77	43,51	375,51	5,70	77,91	65,38	174,94	49,51	28,48	32,61	18,50	2,30	5,36	2,68	0,04	0,04	0,08	2844,47	13402,79	1192,91	0,0002	1,34	0,83	381,25	381,21	3,72	0,14	-
Seção 2 (Montante)																											
y [m]	z [m]	T [m]	A ₁ [m²]	A ₂ [m²]	A ₃ [m²]	P ₁ [m]	P ₂ [m]	P ₃ [m]	R ₁ [m]	R ₂ [m]	R ₃ [m]	n ₁ [-]	n ₂ [-]	n ₃ [-]	K ₁ [m ^{8/3}]	K ₂ [m ^{8/3}]	K ₃ [m ^{8/3}]	J [-]	α [-]	V [m]	k _c [-]	h _c [m]	LE [m]	y _h [m]	F [-]	Δy _k [m]	y _{k+1} [m]
5,00	375,98	74,61	24,17	124,21	48,12	19,68	30,23	26,04	1,23	4,11	1,85	0,08	0,04	0,08	346,36	7965,50	905,85	0,0007	1,63	1,23	0,20	0,02	381,07	2,63	0,24	-0,19	5,19
5,19	375,98	77,18	28,00	129,77	53,15	20,93	30,23	27,39	1,34	4,29	1,94	0,08	0,04	0,08	424,88	8569,00	1033,56	0,0006	1,67	1,14	0,20	0,01	381,26	2,73	0,22	0,00	5,19

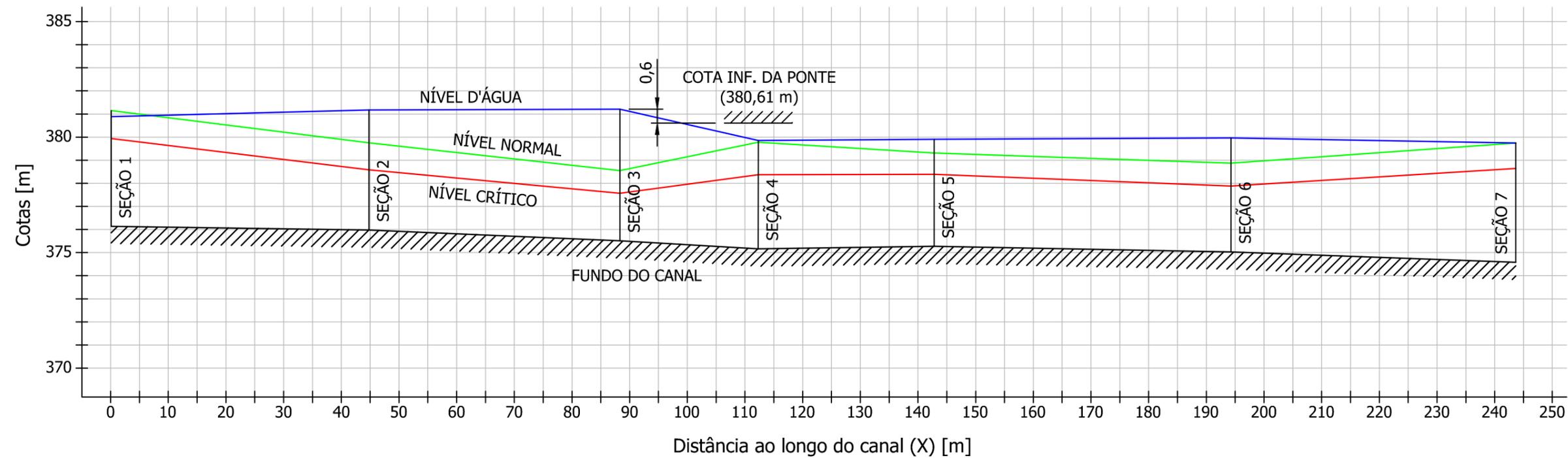
APLICAÇÃO DO MÉTODO DO PASSO PADRÃO (2-1)																											
Seção 2 (Jusante)																											
Q [m³/s]	ΔX [m]	z [m]	y [m]	T [m]	A ₁ [m²]	A ₂ [m²]	A ₃ [m²]	P ₁ [m]	P ₂ [m]	P ₃ [m]	R ₁ [m]	R ₂ [m]	R ₃ [m]	n ₁ [-]	n ₂ [-]	n ₃ [-]	K ₁ [m ^{8/3}]	K ₂ [m ^{8/3}]	K ₃ [m ^{8/3}]	J [-]	α [-]	V [m]	LD [m]	h [m]	y _h [m]	F [-]	-
240,77	44,71	375,98	5,19	77,18	28,00	129,77	53,15	20,93	30,23	27,39	1,34	4,29	1,94	0,08	0,04	0,08	424,88	8569,00	1033,56	0,0006	1,67	1,14	381,27	381,17	2,73	0,22	-
Seção 1 (Montante)																											
y [m]	z [m]	T [m]	A ₁ [m²]	A ₂ [m²]	A ₃ [m²]	P ₁ [m]	P ₂ [m]	P ₃ [m]	R ₁ [m]	R ₂ [m]	R ₃ [m]	n ₁ [-]	n ₂ [-]	n ₃ [-]	K ₁ [m ^{8/3}]	K ₂ [m ^{8/3}]	K ₃ [m ^{8/3}]	J [-]	α [-]	V [m]	k _c [-]	h _c [m]	LE [m]	y _h [m]	F [-]	Δy _k [m]	y _{k+1} [m]
5,00	376,14	46,94	19,65	66,86	19,70	15,63	17,72	15,55	1,26	3,77	1,27	0,08	0,04	0,08	286,19	4050,31	288,21	0,0027	1,71	2,27	0,20	0,07	381,46	2,26	0,48	0,22	4,78
4,78	376,14	44,40	16,40	63,31	16,45	14,30	17,72	14,30	1,15	3,57	1,15	0,08	0,04	0,08	224,52	3698,31	225,84	0,0034	1,65	2,50	0,20	0,08	381,29	2,17	0,54	0,02	4,76
4,76	376,14	44,17	16,12	62,99	16,17	14,18	17,72	14,18	1,14	3,55	1,14	0,08	0,04	0,08	219,37	3666,95	220,61	0,0034	1,64	2,53	0,20	0,08	381,27	2,16	0,55	0,01	4,75
4,75	376,14	44,05	15,98	62,82	16,03	14,12	17,72	14,13	1,13	3,54	1,13	0,08	0,04	0,08	216,82	3651,30	218,03	0,0035	1,64	2,54	0,20	0,09	381,26	2,15	0,55	0,00	4,75

**APÊNDICE F – Perfil da linha d'água
(vazão de 100 anos)**



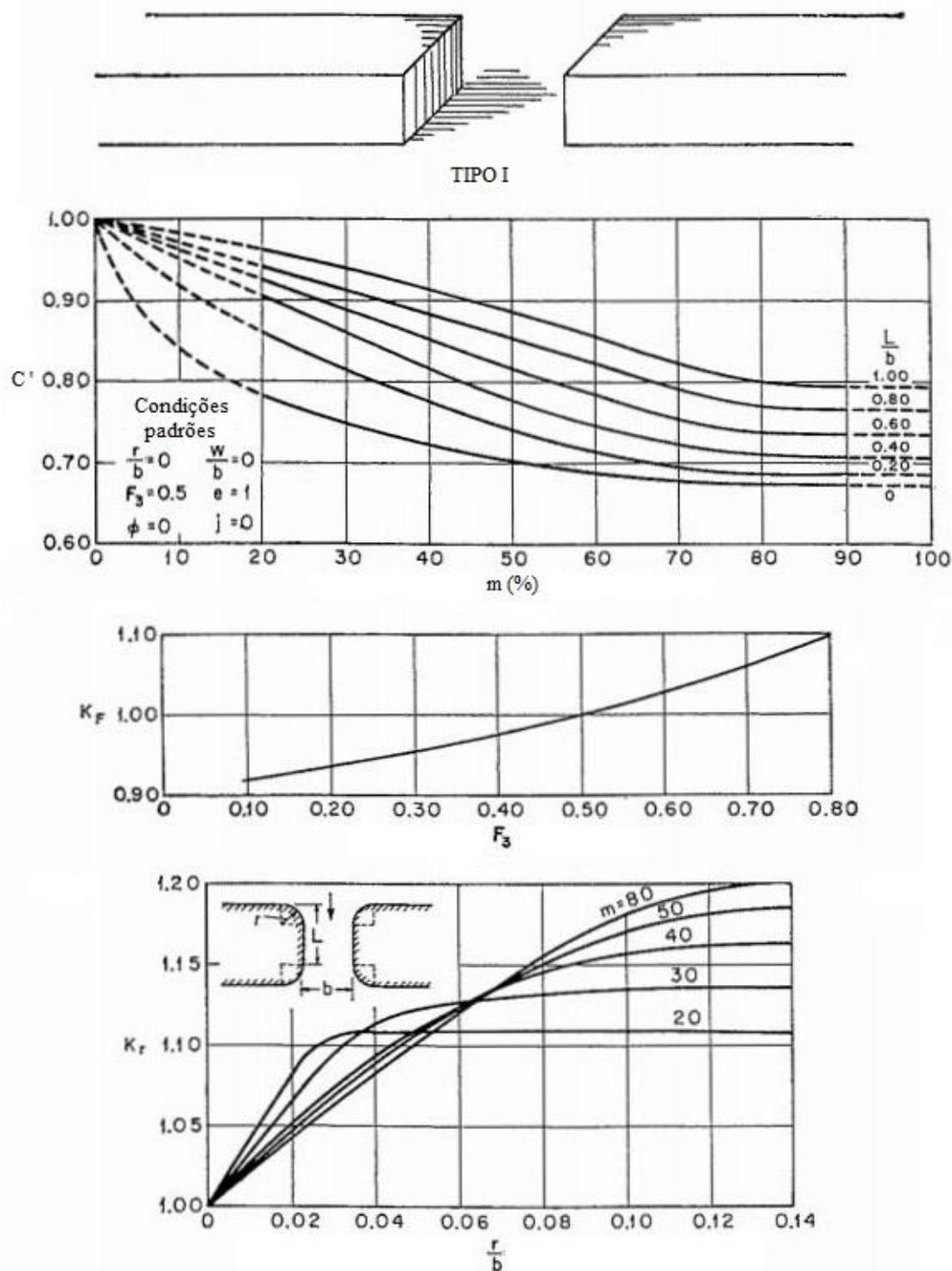
DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO PONTE PASSO DOS BURACOS			
ASSUNTO: PERFIL DA LINHA D'ÁGUA PARA A VAZÃO DE 100 ANOS ($Q=273,43 \text{ m}^3/\text{s}$)			
ELABORAÇÃO: VINICIUS MACHADO SCHWANCK			
UNIDADE: METROS	DATA: NOVEMBRO 2015	ESCALA: H - 1:800; V - 1:200	PRANCHA: 01/01

**APÊNDICE G – Perfil da linha d'água
(vazão de 50 anos)**

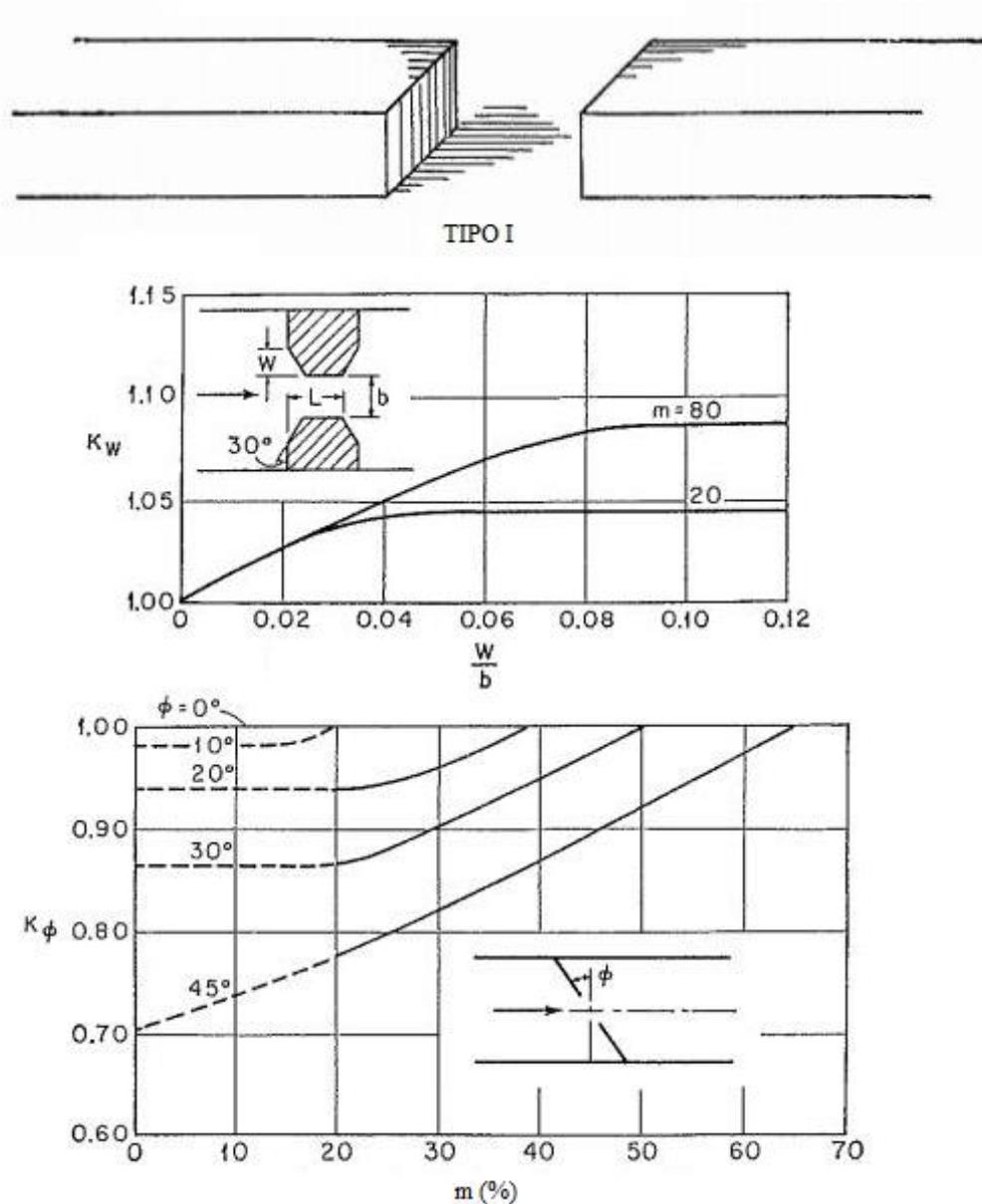


DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO PONTE PASSO DOS BURACOS			
ASSUNTO: PERFIL DA LINHA D'ÁGUA PARA A VAZÃO DE 50 ANOS ($Q=240,77 \text{ m}^3/\text{s}$)			
ELABORAÇÃO: VINICIUS MACHADO SCHWANCK			
UNIDADE: METROS	DATA: NOVEMBRO 2015	ESCALA: H - 1:800; V - 1:200	PRANCHA: 01/01

ANEXO A – Curvas para determinação dos coeficientes C' e $K's$

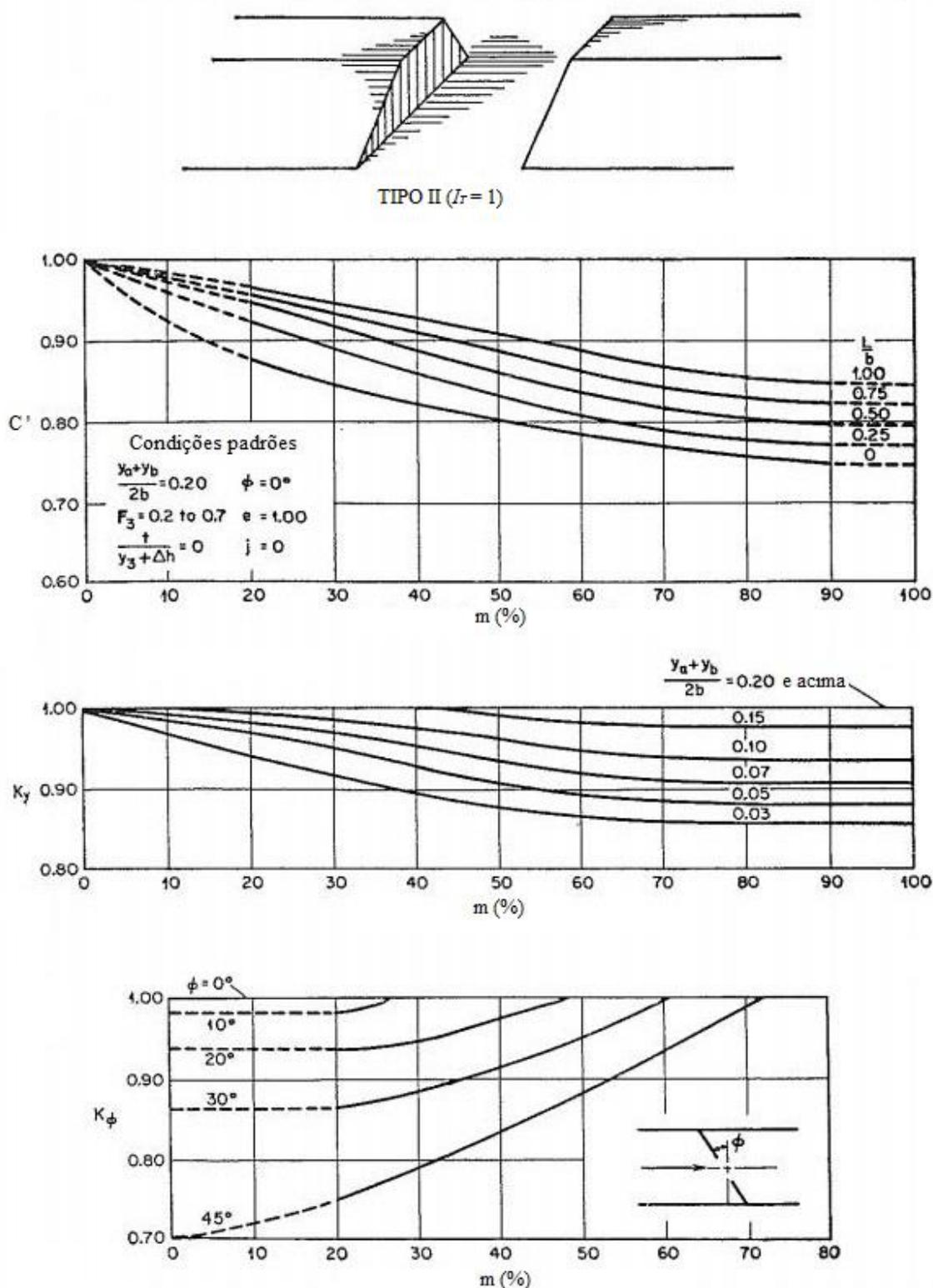
Figura AN-A1– Valores de C' , K_F e K_r para estrangulamento do tipo I(fonte: adaptado de KINDSVATER et al., 1953¹² apud CHOW, 1959, p. 480)

¹² KINDSVATER, C. E.; CARTER, R. W; TRACY, H. J. **Computation of peak discharge at contractions.** Washington, D. C.: U.S. Geological Survey, 1953. (Circular No. 284).

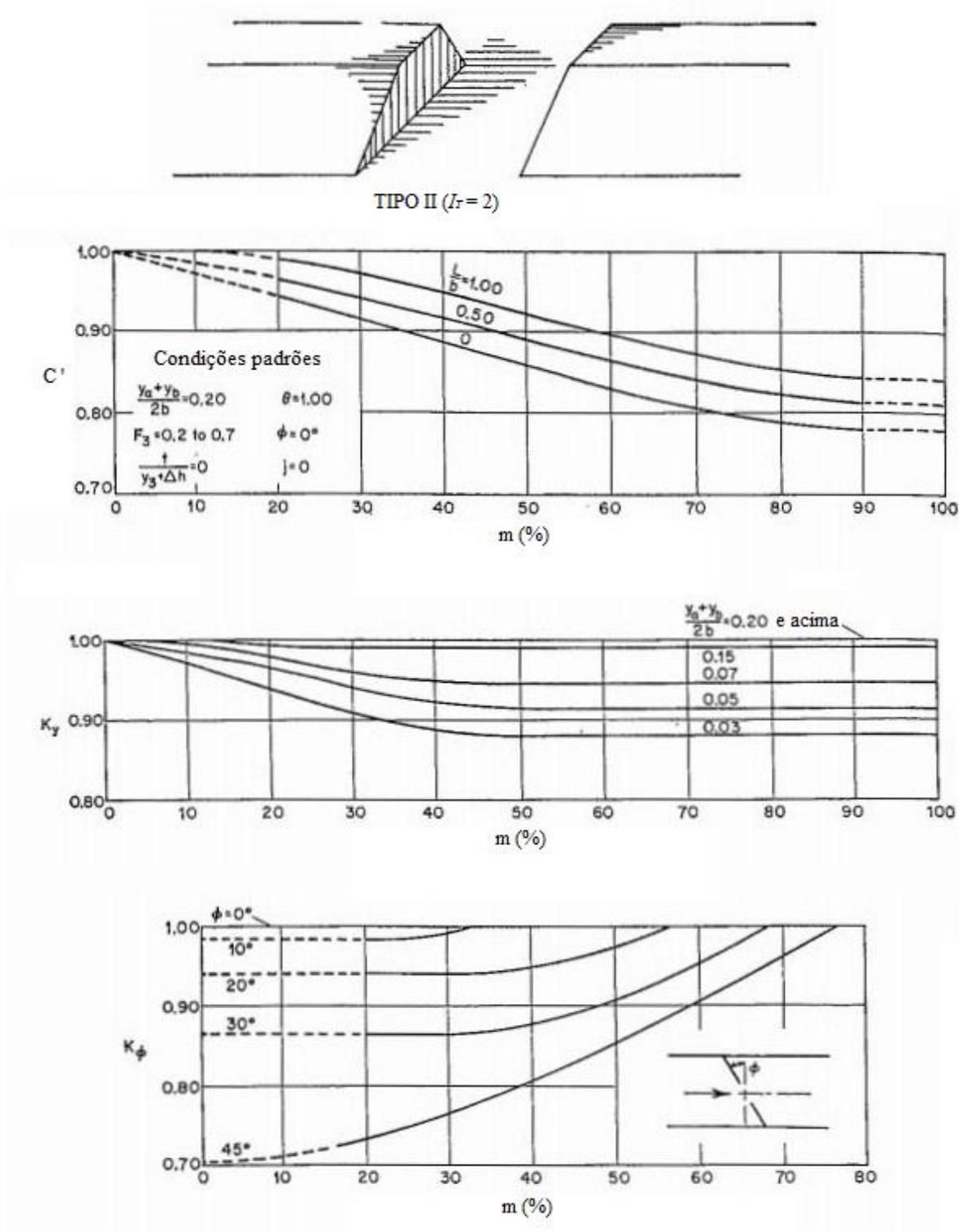
Figura AN-A2 – Valores de K_w e K_ϕ para estrangulamento do tipo I

(fonte: adaptado de KINDSVATER et al., 1953¹³ apud CHOW, 1959, p. 481)

¹³ KINDSVATER, C. E.; CARTER, R. W; TRACY, H. J. **Computation of peak discharge at contractions.** Washington, D. C.: U.S. Geological Survey, 1953. (Circular No. 284).

Figura AN-A3– Valores de C' , K_y e K_ϕ para estrangulamento do tipo II ($I_T = 1$)(fonte: adaptado de KINDSVATER et al., 1953¹⁴ apud CHOW, 1959, p. 483)

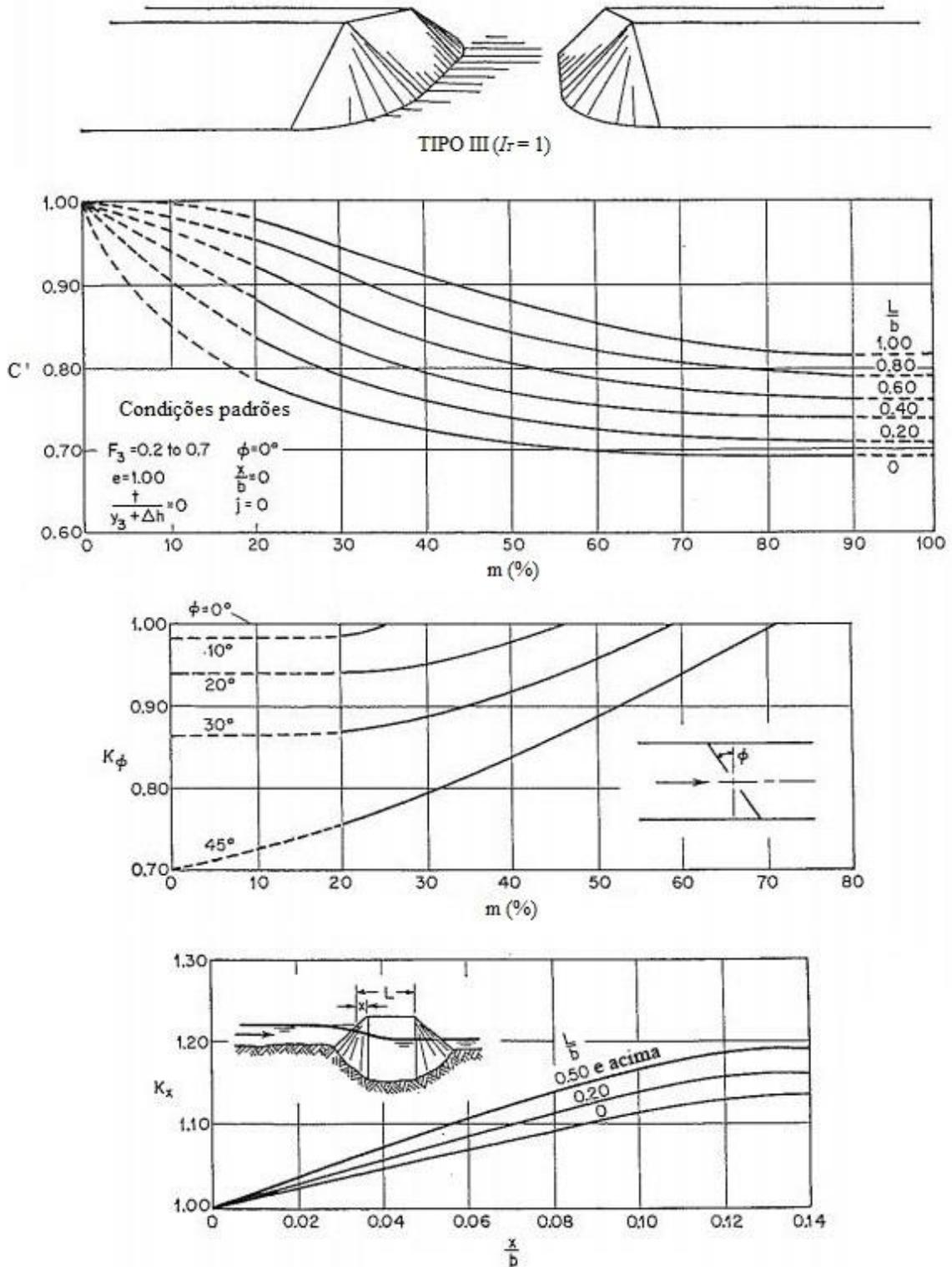
¹⁴ KINDSVATER, C. E.; CARTER, R. W; TRACY, H. J. **Computation of peak discharge at contractions.** Washington, D. C.: U.S. Geological Survey, 1953. (Circular No. 284).

Figura AN-A4 – Valores de C' , K_y e K_ϕ para estrangulamento do tipo II ($I_T = 2$)

(fonte: adaptado de KINDSVATER et al., 1953¹⁵ apud CHOW, 1959, p. 484)

¹⁵ KINDSVATER, C. E.; CARTER, R. W; TRACY, H. J. **Computation of peak discharge at contractions.** Washington, D. C.: U.S. Geological Survey, 1953. (Circular No. 284).

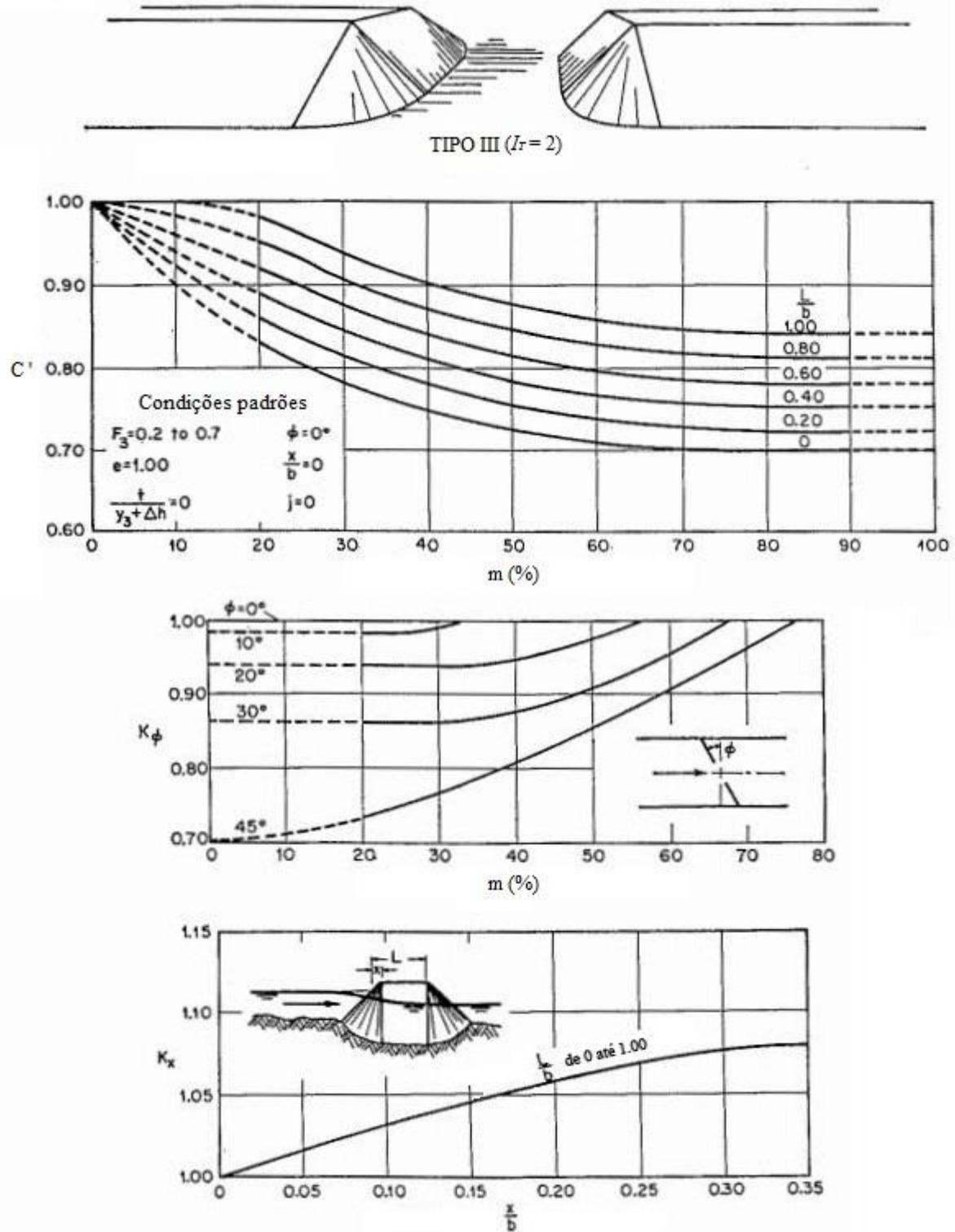
Figura AN-A5 – Valores de C' , K_ϕ e K_x para estrangulamento do tipo III ($I_T = 1$)



(fonte: adaptado de KINDSVATER et al., 1953¹⁶ apud CHOW, 1959, p. 485)

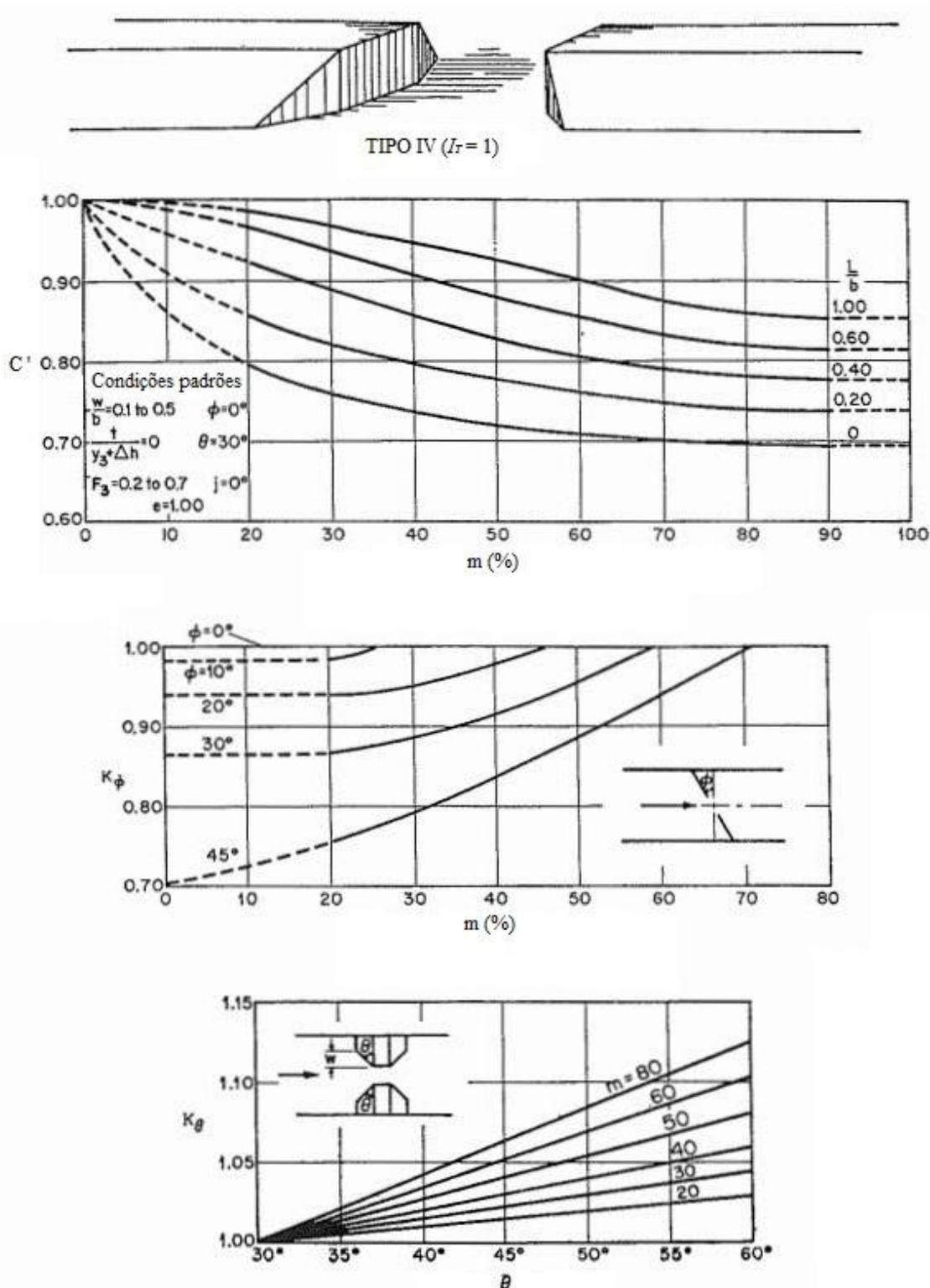
¹⁶ KINDSVATER, C. E.; CARTER, R. W; TRACY, H. J. **Computation of peak discharge at contractions.** Washington, D. C.: U.S. Geological Survey, 1953. (Circular No. 284).

Figura AN-A6 – Valores de C' , K_ϕ e K_x para estrangulamento do tipo III ($I_r = 2$)



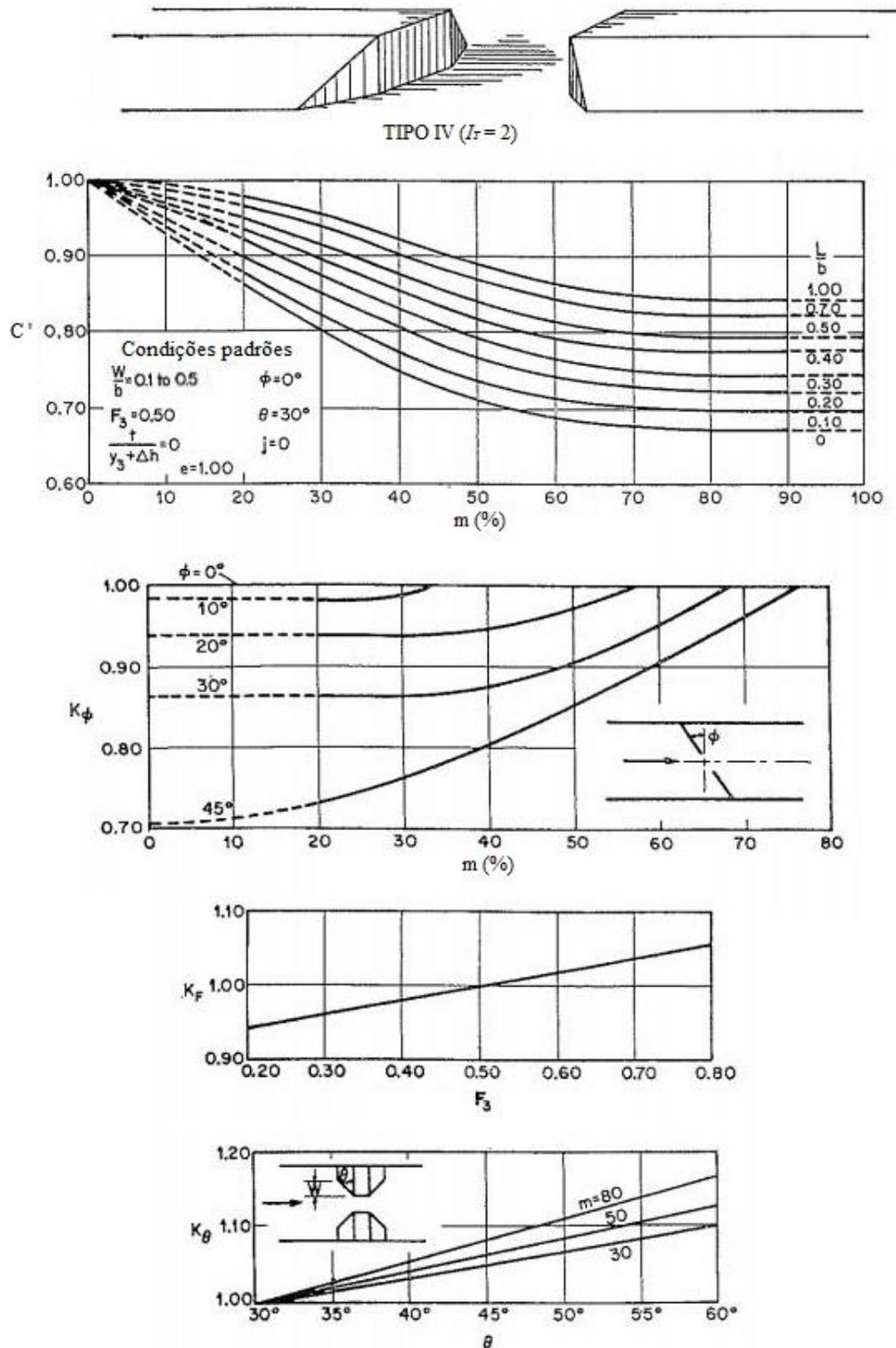
(fonte: adaptado de KINDSVATER et al., 1953¹⁷ apud CHOW, 1959, p. 486)

¹⁷ KINDSVATER, C. E.; CARTER, R. W; TRACY, H. J. **Computation of peak discharge at contractions.** Washington, D. C.: U.S. Geological Survey, 1953. (Circular No. 284).

Figura AN-A7 – Valores de C' , K_ϕ e K_θ para estrangulamento do tipo IV ($I_T = 1$)

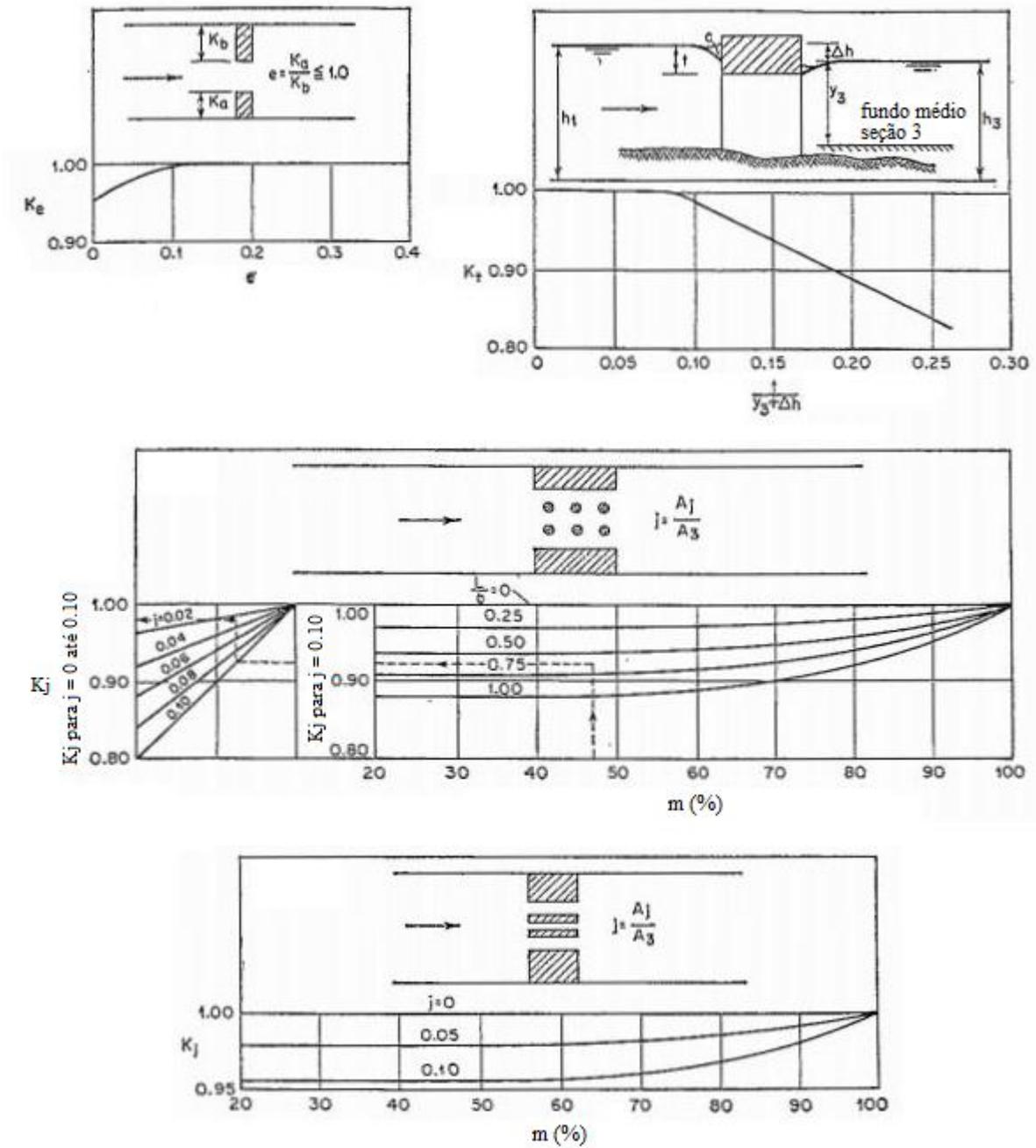
(fonte: adaptado de KINDSVATER et al., 1953¹⁸ apud CHOW, 1959, p. 487)

¹⁸ KINDSVATER, C. E.; CARTER, R. W; TRACY, H. J. **Computation of peak discharge at contractions.** Washington, D. C.: U.S. Geological Survey, 1953. (Circular No. 284).

Figura AN-A8 – Valores de C' , K_ϕ , K_F e K_θ para estrangulamento do tipo IV ($I_T = 2$)

(fonte: adaptado de KINDSVATER et al., 1953¹⁹ apud CHOW, 1959, p. 488)

¹⁹ KINDSVATER, C. E.; CARTER, R. W; TRACY, H. J. **Computation of peak discharge at contractions.** Washington, D. C.: U.S. Geological Survey, 1953. (Circular No. 284).

Figura AN-A9 – Valores de K_e , K_t e K_j para estrangulamento do tipo I até IV

(fonte: adaptado de KINDSVATER et al., 1953²⁰ apud CHOW, 1959, p. 489)

²⁰ KINDSVATER, C. E.; CARTER, R. W; TRACY, H. J. **Computation of peak discharge at contractions.** Washington, D. C.: U.S. Geological Survey, 1953. (Circular No. 284).

**ANEXO B – Hidrograma Unitário Triangular
(TR 50 e 100 anos)**

HIDROGRAMA UNITÁRIO TRIANGULAR

IDENTIFICAÇÃO DA BACIA HIDROGRÁFICA

Rodovia: BR/158	Km: 249+100 - Ponte Passo dos Buracos
Trecho: Irai - Júlio de Castilhos	Bacia: 4

ELEMENTOS CARACTERÍSTICOS

A(km²)=	85.40	k =	3
L (km) =	15.28	l (%) =	0.76

ELEMENTOS CALCULADOS

tc (h) =	6.406	tb (h) =	11.973
tp (h) =	4.484	Δt (h) =	1.281
tr (h) =	7.489	qp(m³/s)	39.611

PRECIPITAÇÃO EFETIVA (mm)

		CN: 80			TR: 50 anos	
Δt (h)	P (mm)	P'(mm)	Pe (mm)		Δ Pe (mm)	
0.00	0.00	0.00	0.00		0.00	
1.28	86.62	82.00	36.16		36.16	
2.56	111.34	105.40	55.01		18.85	
3.84	125.80	119.09	66.62		11.61	
5.13	136.06	128.80	75.05		8.43	
6.41	144.02	136.34	81.69		6.64	
7.69	150.52	142.49	87.15		5.46	
8.97	156.02	147.69	91.80		4.65	
10.25	160.78	152.20	95.86		4.06	
11.53	164.98	156.18	99.46		3.60	

HIDROGRAMA DE PROJETO

t (h)	qi (m³/s)	PRECIPITAÇÃO EFETIVA (mm)									Q (m³/s)
		36.16	18.85	11.61	8.43	6.64	5.46	4.65	4.06	3.60	
0.00	0.00	0.00									0.00
1.28	11.32	40.93	0.00								40.93
2.56	22.64	81.86	21.34	0.00							103.19
3.84	33.95	122.78	42.67	13.14	0.00						178.59
5.13	36.22	130.99	64.01	26.28	9.54	0.00					230.81
6.41	29.45	106.49	68.28	39.42	19.07	7.51	0.00				240.77
7.69	22.67	81.98	55.51	42.05	28.61	15.02	6.18	0.00			229.36
8.97	15.89	57.47	42.73	34.19	30.52	22.53	12.37	5.27	0.00		205.08
10.25	9.12	32.96	29.96	26.32	24.81	24.04	18.55	10.53	4.59	0.00	171.77
11.53	2.34	8.46	17.18	18.45	19.10	19.54	19.79	15.80	9.19	4.07	131.58
12.81	0.00	0.00	4.41	10.58	13.39	15.04	16.09	16.86	13.78	8.14	98.29
14.09	0.00	0.00	0.00	2.71	7.68	10.54	12.39	13.70	14.70	12.22	73.95
15.38	0.00	0.00	0.00	0.00	1.97	6.05	8.68	10.55	11.95	13.03	52.24
16.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.55	4.98	7.40	9.20	10.59	33.72
17.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.28	4.24	6.45	8.16	20.13
19.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.09	3.70	5.72	10.51
20.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.95	3.28	4.23
21.78	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.84	0.84
23.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

HIDROGRAMA UNITÁRIO TRIANGULAR

IDENTIFICAÇÃO DA BACIA HIDROGRÁFICA

Rodovia: BR/158 Km: 249+100 - Ponte Passo dos Buracos
 Trecho: Iraí - Júlio de Castilhos Bacia: 4

ELEMENTOS CARACTERÍSTICOS

A(km²)= 85.40 k = 3
 L (km) = 15.28 l (%) = 0.76

ELEMENTOS CALCULADOS

tc (h) = 6.406 tb (h) = 11.973
 tp (h) = 4.484 Δt (h) = 1.281
 tr (h) = 7.489 qp(m³/s) 39.611

PRECIPITAÇÃO EFETIVA (mm)

PRECIPITAÇÃO EFETIVA (mm)				
CN: 80 TR: 100 anos				
Δt (h)	P (mm)	P'(mm)	Pe (mm)	Δ Pe (mm)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.28	93.93	88.92	41.58	41.58
2.56	121.13	114.67	62.84	21.26
3.84	137.05	129.73	75.87	13.03
5.13	148.34	140.42	85.31	9.44
6.41	157.10	148.71	92.72	7.41
7.69	164.25	155.49	98.84	6.12
8.97	170.30	161.22	104.04	5.20
10.25	175.54	166.18	108.56	4.53
11.53	180.16	170.55	112.57	4.00

HIDROGRAMA DE PROJETO

t (h)	qi (m³/s)	PRECIPITAÇÃO EFETIVA (mm)									Q (m³/s)
		41.58	21.26	13.03	9.44	7.41	6.12	5.20	4.53	4.00	
0.00	0.00	0.00									0.00
1.28	11.32	47.06	0.00								47.06
2.56	22.64	94.12	24.06	0.00							118.18
3.84	33.95	141.17	48.12	14.74	0.00						204.04
5.13	36.22	150.61	72.18	29.49	10.69	0.00					262.96
6.41	29.45	122.43	77.01	44.23	21.37	8.39	0.00				273.43
7.69	22.67	94.26	62.60	47.19	32.06	16.78	6.92	0.00			259.80
8.97	15.89	66.08	48.19	38.36	34.20	25.17	13.84	5.89	0.00		231.73
10.25	9.12	37.90	33.78	29.53	27.80	26.85	20.76	11.77	5.12	0.00	193.53
11.53	2.34	9.72	19.38	20.70	21.40	21.83	22.15	17.66	10.24	4.53	147.62
12.81	0.00	0.00	4.97	11.87	15.00	16.81	18.01	18.84	15.36	9.06	109.93
14.09	0.00	0.00	0.00	3.05	8.61	11.78	13.86	15.32	16.39	13.59	82.60
15.38	0.00	0.00	0.00	0.00	2.21	6.76	9.72	11.79	13.33	14.50	58.30
16.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.73	5.57	8.27	10.26	11.79	37.62
17.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.43	4.74	7.19	9.07	22.44
19.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.22	4.12	6.36	11.70
20.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.06	3.65	4.71
21.78	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.94	0.94
23.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00