

DNER

698
100

MANUAL DE PROJETO DE OBRAS-DE-ARTE ESPECIAIS

**MT - MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES
DNER - DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM**

**DIRETORIA DE DESENVOLVIMENTO TECNOLÓGICO
DIVISÃO DE CAPACITAÇÃO TECNOLÓGICA**

1996

MINISTRO DOS TRANSPORTES

Dr. Alcides José Saldanha

DIRETOR GERAL DO DNER

Dr. Maurício Hasenclever Borges

DIRETOR DE DESENVOLVIMENTO TECNOLÓGICO

Engº Paulo Cesar Lima

CHEFE DA DIVISÃO DE CAPACITAÇÃO TECNOLÓGICA

Engº Celso de Oliveira Bello Cavalcanti

MANUAL DE PROJETO
DE OBRAS-DE-ARTE
ESPECIAIS

CONSULTOR RESPONSÁVEL:

Engº Arnaldo Fainstein

COMISSÃO DE REVISÃO TÉCNICA

Engº Sílvio Figueiredo Mourão
(Departamento Nacional de Estradas de Rodagem)

Engº Henrique Wainer
(Associação Brasileira de Normas
Técnicas)

Engº Arjuna Sierra
(Departamento Nacional de Estradas de Rodagem)

Engº Guioberto Vieira de Rezende
(Associação Brasileira de Normas
Técnicas)

Engª Isaura Val Costa
(Departamento Nacional de Estradas de Rodagem)

Engº Paulo José Guedes Pereira
(Associação Brasileira de Normas
Técnicas)

Engº Jorge Nicolau Pedro
(Departamento Nacional de Estradas de Rodagem)

Econ. Nilza Mizutani
(Associação Brasileira de Normas
Técnicas)

Brasil. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem.
Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico. Divisão
de Capacitação Tecnológica.
Manual de projeto de obras-de-arte especiais - Rio
de Janeiro, 1996.
225p. (IPR. Publ., 698).

1. Ponte de Concreto Armado - Projetos. 2. Ponte de
Concreto Protendido - Projetos. I. Série. II. Título.

CDD 624. '361'

MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES
DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM
DIRETORIA DE DESENVOLVIMENTO TECNOLÓGICO
DIVISÃO DE CAPACITAÇÃO TECNOLÓGICA

698
100

**MANUAL DE PROJETO
DE OBRAS-DE-ARTE
ESPECIAIS**

RIO DE JANEIRO
1996

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM
DIRETORIA DE DESENVOLVIMENTO TECNOLÓGICO
DIVISÃO DE CAPACITAÇÃO TECNOLÓGICA
Rodovia Presidente Dutra km 163 - Centro Rodoviário
21240-330 - RIO DE JANEIRO - RJ
Tel.: (021) - 371 - 5888
Fax.: (021) - 371 - 8133

TÍTULO: MANUAL DE PROJETO DE OBRAS-DE-ARTE ESPECIAIS

CONTRATO DNER/ABNT PG-182/95-00

Aprovado pelo Conselho Administrativo do DNER
em 30 de outubro de 1996, Resolução nº 135/96.
Sessão nº CA 41/96.

Impresso no Brasil/Printed in Brazil

APRESENTAÇÃO

O Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, ao longo de sua história, sempre dedicou especial atenção à construção de obras-de-arte especiais, sobretudo a partir de 1950, quando foi instalado no País um grande surto de realizações rodoviárias, contemplando obras de grande vulto e importância.

Assim, na década de 1980, através de contrato de consultoria com empresa especializada, foi elaborada a primeira versão do Manual de Projeto de Obras-de-Arte Especiais, que continha uma série de projetos-tipo, de aplicação imediata.

Face ao tempo decorrido, e tendo em vista que diversas normas brasileiras foram editadas e/ou revisadas, cargas móveis rodoviárias foram majoradas e novos critérios de cálculo e detalhamento foram desenvolvidos, tornou-se obrigatória a revisão do presente Manual, a fim de que ele pudesse continuar a atender a sua finalidade maior.

A presente edição promove uma significativa integração entre o projeto, a construção e a manutenção de Obras-de-Arte Especiais, além de introduzir no cenário técnico nacional, conceitos modernos de durabilidade e estética, que são atualmente de grande importância para essas obras.

Portanto, espera-se que este Manual cumpra com a sua finalidade precípua, que é de instrumentalizar o engenheiro, em particular os profissionais de campo do DNER, para que possam desempenhar suas atividades com maior eficácia, eficiência e conhecimento da matéria.

Finalmente, solicita-se aos que utilizarem o presente Manual, enviar sua contribuição através de críticas e sugestões para a Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico - IPR, Rodovia Presidente Dutra, km 163, Centro Rodoviário, Parada de Lucas, Rio de Janeiro, RJ, CEP 21240-330, aos cuidados da Divisão de Capacitação Tecnológica.



Engº Paulo Cesar Lima
Diretor de Desenvolvimento Tecnológico

SUMÁRIO

PÁGINA

	- APRESENTAÇÃO	
Capítulo 1	- INTRODUÇÃO.....	9
Capítulo 2	- ELEMENTOS DE PROJETO.....	11
2.1	- Generalidades	11
2.2	- Elementos de Campo.....	11
2.3	- Elementos Básicos de Projeto	12
2.3.1	- Definição	12
2.3.2	- Normas Gerais	12
2.3.3	- Materiais.....	13
2.3.3.1	- Concreto	14
2.3.3.2	- Aço	16
2.3.3.3	- Elastômero.....	17
2.4	- Geometria da Obra	17
2.4.1	- Generalidades	17
2.4.2	- Geometria Geral e Projeto Geométrico	18
2.4.2.1	- Histórico	18
2.4.2.2	- Características Físicas e Geométricas das Rodovias	19
2.4.2.3	- Desenvolvimento em Perfil: Conceitos, Esquemas e Obras Construídas	31
2.4.2.4	- Desenvolvimento em Planta: Conceitos e Esquemas	34
2.4.3	- Geometria de Detalhes	36
2.4.3.1	- Objetivo	36

2.4.3.2	- Seções Transversais de Obras-de-Arte Especiais.....	36
2.4.3.3	- Dispositivos Básicos de Proteção.....	37
2.4.3.3.1	- Barreiras de Concreto.....	40
2.4.3.3.2	- Guarda - Corpos	41
2.4.3.3.3	- Defensas Metálicas.....	42
2.4.3.4	- Dispositivos Básicos de Transição e Contenção	42
2.4.3.4.1	- Generalidades	42
2.4.3.4.2	- Lajes de Transição.....	42
2.4.3.4.3	- Encontros.....	53
2.4.3.4.4	- Cortinas e Alas	56
2.4.3.4.5	- Estabilidade dos Taludes dos Acessos	58
2.4.3.5	- Juntas de Dilatação	62
2.4.3.5.1	- Generalidades	62
2.4.3.5.2	- Tipos de Juntas	63
2.4.3.6	- Princípios Básicos Para Drenagem de Tabuleiros.....	71
2.4.3.6.1	- Condições Geométricas das Obras	71
2.4.3.6.2	- Elementos de Captação.....	71
2.4.3.6.3	- Drenagem das Partes Internas da Estrutura.....	76
2.4.3.6.4	- Drenagem dos Encontros.....	76
2.4.3.6.5	- Pingadeiras	93
2.4.3.7	- Pavimentação.....	93
2.4.3.7.1	- Generalidades e Histórico.....	93
2.4.3.7.2	- Tipos de Pavimentação.....	94
2.4.3.7.3	- Juntas de Pavimentação.....	95
2.4.3.7.4	- Armação do Pavimento	95
2.4.3.8	- Substituição de Aparelhos de Apoio	96

2.4.3.9	- Inspeção da Obra	96
Capítulo 3	- ANTEPROJETO	101
3.1	- Generalidades	101
3.2	- Implantação da Obra.....	101
3.2.1	- Parâmetros Topográficos.....	101
3.2.2	- Parâmetros Hidrológicos	101
3.2.3 -	- Parâmetros Geológicos e Geotécnicos	103
3.2.4	- Parâmetros Geométricos.....	106
3.2.5	- Gabaritos	106
3.2.6	- Parâmetros Executivos	106
3.2.7	- Parâmetros Operacionais e de Segurança.....	109
3.2.8	- Parâmetros Arquitetônicos	109
3.2.8.1	- Características das Qualidades Estéticas e Diretrizes de Projeto	110
3.3	- Escolha do Tipo Estrutural	111
3.3.1	- Generalidades	111
3.3.2	- Comprimento da Obra e Distribuição dos Vãos.....	112
3.3.3	- Escolha da Seção Transversal	112
3.3.4	- Estruturas em Lajes	113
3.3.4.1	- Generalidades	113
3.3.4.2	- Estruturas Moldadas no Local.....	113
3.3.4.3	- Estruturas Constituídas de Elementos Pré-Moldados....	114
3.3.5	- Estruturas em Viga	116
3.3.5.1	- Generalidades	116
3.3.5.2	- Conceitos de Estética e Proporções.....	116

3.3.5.3	- Estruturas em Vigas Moldadas no Local.....	122
3.3.5.4	- Estruturas em Vigas Pré - Moldadas	127
3.3.6	- Estruturas Celulares.....	129
3.3.6.1	- Generalidades	129
3.3.6.2	- Conceitos de Estética e Proporções.....	129
3.3.6.3	- Características das Estruturas Celulares.....	131
3.3.7	- Estruturas em Pórtico	132
3.3.8	- Estruturas em Arco.....	133
3.3.8.1	- Generalidades	133
3.3.8.2	- Considerações Estéticas	136
3.3.8.3	- Características Estruturais dos Arcos.....	137
3.3.9	- Estruturas em Treliça.....	138
3.3.10	- Estruturas Estaiadas.....	139
3.3.11	- Estruturas Pênseis.....	146
3.3.12	- Passarelas.....	151
3.3.12.1	- Generalidades	151
3.3.12.2	- Condicionantes Geométricas	151
3.3.12.2.1	- Gabaritos	151
3.3.12.2.2	- Seções Transversais.....	151
3.3.12.2.3	- Rampas de Acesso e Escadas	152
3.3.12.2.4	- Guarda - Corps	158
3.3.12.2.5	- Drenos e Pingadeiras	161
3.3.12.3	- Condicionantes de Implantação.....	161
3.3.12.4	- Condicionantes Construtivas.....	161
3.3.12.5	- Condicionantes Estéticas.....	162
3.3.12.5.1	- Generalidades	162

3.3.12.5.2	- Diretrizes Básicas	163
3.4	- Sistemas Construtivos	163
3.4.1	- Generalidades	163
3.4.2	- Sistemas Construtivos de Mesoestrutura.....	164
3.4.3	- Sistemas Construtivos de Superestrutura	164
3.4.3.1	- Execução sobre Escoramentos	164
3.4.3.2	- Lançamento por Treliças	165
3.4.3.3	- Balanços Sucessivos.....	167
3.4.3.4	- Lançamentos por Incrementos Modulados.....	175
3.5	- Escolha do Tipo de Fundação	177
3.5.1	- Generalidades	177
3.5.2	- Fundações Diretas	177
3.5.3	- Fundações Profundas.....	178
3.5.3.1	- Generalidades	178
3.5.3.2	- Fundações em Estacas	178
3.5.3.2.1	- Classificação.....	178
3.5.3.2.2	- Estacas de Madeiras	180
3.5.3.2.3	- Estacas de Concreto.....	180
3.5.3.2.4	- Estacas de Aço.....	183
3.5.3.2.5	- Estacas Injetadas de Pequeno Diâmetro	185
3.5.3.3	- Fundações em Tubulões e Caixões.....	186
3.5.3.3.1	- Generalidades	186
3.5.3.3.2	- Tubulões	186
3.5.3.3.3	- Caixões	188
3.6	- Apresentação de Anteprojetos.....	188
3.6.1	- Memória Justificativa	188

3.6.2	- Memória de Cálculo	188
3.6.3	- Desenhos	189
3.6.3.1	- Elementos Topográficos.....	189
3.6.3.2	- Elementos Geotécnicos	189
3.6.3.3	- Elementos Hidrológicos	189
3.6.3.4	- Elementos Geométricos.....	190
3.6.3.5	- Drenagem Superficial.....	190
3.6.3.6	- Desenhos da Estrutura.....	190
3.7	- Aprovação do Anteprojeto	190
Capítulo 4	- DESENVOLVIMENTO DO PROJETO.....	191
4.1	- Generalidades	191
4.2	- Diretrizes Gerais.....	193
4.2.1	- Objetivo do Projeto.....	194
4.2.2	- Estados Limites	194
4.2.3	- Segurança	194
4.2.4	- Notações	195
4.2.5	- Unidades.....	195
4.2.6	- Ações a Considerar.....	195
4.2.7	- Resistência dos Materiais	195
4.2.8	- Determinações das Solicitações e Deslocamentos	195
4.2.9	- Verificação de Segurança.....	195
4.2.10	- Análise Estrutural	195
4.2.11	- Disposições Construtivas.....	195
4.3	- Diretrizes Complementares	196
4.3.1	- Cargas Móveis.....	196

4.3.2	- Placas de Transição	196
4.3.3	- Aparelhos de Apoio	196
4.3.4	- Protensão	196
4.3.4.1	- Tipos de Protensão	196
4.3.4.2	- Aplicação e Medida da Força de Protensão	196
4.3.5	- Infra-estrutura	196
4.3.5.1	- Complementação de Elementos de Campo	196
4.3.5.2	- Ações e Solicitações	197
4.3.5.3	- Confinamento de Solo	198
4.3.5.4	- Empuxo de Aterro Sobre Solos Compressíveis.....	198
4.3.5.5	- Solicitações Devidas a Rastejos	199
4.3.5.6	- Estabilidade dos Aterros de Acesso	199
4.3.5.7	- Instabilidade de Encostas Vizinhas	199
4.3.5.8	- Rebaixamento do Lençol.....	201
4.3.5.9	- Aterros em Zonas Alagáveis	201
4.3.5.10	- Recalques.....	201
4.3.5.11	- Acompanhamento da Interação Solo - Estrutura.....	202
4.4	- Apresentação do Projeto.....	202
4.4.1	- Memórias de Cálculo.....	202
4.4.2	- Especificações Técnicas	202
4.4.3	- Desenhos	203
4.5	- Análise e Aprovação do Projeto	205
Capítulo 5	- PROJETO E DESEMPENHO DE OBRAS-DE-ARTE ESPECIAIS	207
5.1	- Generalidades	207
5.2	- Desempenho de Soluções Estruturais.....	208

5.2.1	- Estruturas com Extremos em Balanço e Estruturas com Apoios Extremos	208
5.2.2	- Estruturas Muito Esbeltas.....	210
5.2.3	- Superestruturas com Articulação Central	211
5.2.4	- Superestruturas com Dentes e Vigas Gerber	213
5.2.5	- Estruturas Contínuas e Estruturas Isostáticas	215
5.2.6	- Estruturas Aporticadas e Estruturas Rotuladas	215
5.3	- Considerações Sobre Escolha de Soluções Estruturais	216
5.4	- Considerações Referentes a Infra-estruturas	217
5.5	- Considerações Referentes a Mesoestruturas	220
5.6	- Considerações Referentes a Superestruturas	220
5.7	- Considerações Referentes a Detalhes de Armaduras	221
5.7.1	- Estruturas de Concreto Armado Convencional	221
5.7.2	- Estruturas de Concreto Protendido	221
5.7.2.1	- Histórico	221
5.7.2.2	- Detalhes de Armaduras.....	222
5.8	- Considerações Referentes a Escoramentos e Planos de Concretagem.....	222
Capítulo 6	- REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	225

CAPÍTULO 1

1 - INTRODUÇÃO

Na década de 1980, através de contrato de consultoria com empresa especializada, foi elaborado o primeiro Manual de Projeto de Obras-de-Arte Especiais, do DNER, complementado por uma série de projetos-tipo, que contou com a eficiente colaboração do Engº Arnaldo Fainstein, na qualidade de representante da Divisão de Estudos e Projetos.

O presente Manual relaciona as principais normas nacionais e internacionais pertinente à matéria, e se desenvolve, no que concerne, em consonância com as normas para projeto geométrico de rodovias federais, do DNER.

De uma forma bastante ampla, o Manual apresenta apenas três grandes capítulos - Elementos de projeto, Anteprojeto e Projeto, contendo no sumário extensa itemização auto-explicativa, dispensando assim maiores comentários sobre os assuntos tratados em cada um deles.

Não se pretende nesta Edição estabelecer princípios imutáveis e regras fixas, uma vez que não são adequados à elaboração de projetos, mas sim fornecer uma série de indicações e recomendações que devem ser adotadas, ou apenas consideradas, caso seja necessário.

Embora este Manual tenha abrangência restrita às obras de concreto armado e protendido, aborda uma série de concepções estruturais que englobam a quase totalidade das obras-de-arte rodoviárias.

CAPÍTULO 2

2 - ELEMENTOS DE PROJETO

2.1 - Generalidades

O projeto de uma obra-de-arte especial exige o conhecimento de uma quantidade razoável de dados que, genericamente, pertencem a dois grupos:

- Elementos de Campo
- Elementos Básicos de Projeto

2.2 - Elementos de Campo

O detalhamento dos elementos de campo, necessários ao projeto de uma obra-de-arte especial, será efetuado no Capítulo 3 - Anteprojeto; de uma maneira resumida, os elementos de campo principais são:

- a - uma planta de situação mostrando o traçado do trecho da rodovia onde se implantará a obra-de-arte e os obstáculos, tais como rios, estradas e vales profundos, a serem transpostos;
- b - uma seção longitudinal do terreno ao longo do eixo da ponte a ser projetada, juntamente com o perfil da rodovia e os gabaritos ou seções de vazão a serem atendidos;
- c - as características geotécnicas e geológicas do solo de fundação;
- d - as condições locais de acesso para transporte de equipamentos, materiais e elementos estruturais;
- e - a disponibilidade de água, energia elétrica e mão-de-obra especializada;
- f - as características locais principais tais como níveis máximos e mínimos das águas, ocorrência de secas ou inundações, amplitude de variação e variação brusca de temperaturas;
- g - a topografia geral da área, se região plana, ondulada ou montanhosa, as características da vegetação, a proximidade ou não de regiões urbanas;
- h - as condições de agressividade do meio ambiente com vistas a estudos de durabilidade.

Antes do projeto ser iniciado é de toda conveniência a visita do projetista ao local da futura obra e o pleno conhecimento de todas as condicionantes regionais de projeto.

2.3 - Elementos Básicos de Projeto

2.3.1 - Definição

Elementos básicos de projeto são elementos tais como Normas, Especificações, Manuais, Detalhes Padrão e Princípios Básicos, que devem ser seguidos na elaboração dos projetos de obras-de-arte especiais do DNER.

2.3.2 - Normas Gerais

A elaboração dos projetos deverá obedecer às condições gerais prescritas neste Manual e o seu desenvolvimento deverá ser efetuado de acordo com as Normas Brasileiras em vigor, relacionadas a seguir, as principais.

- a - NB-1 ou NBR-6118/80: Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado
- b - NB-2/86 ou NBR-7187/87: Projeto e Execução de Pontes de Concreto Armado e Protendido
- c - NB-6/82 ou NBR-7188/84: Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestres
- d - NB-7/83 ou NBR-7189/85: Cargas Móveis Para Projeto Estrutural de Obras Ferroviárias
- e - NB-11/51 ou NBR-7190/82: Cálculo e Execução de Estruturas de Madeira
- f - NB-14/86 ou NBR-8800/86: Projeto e Execução de Estruturas de Aços de Edifícios
- g - NB-16/51 ou NBR-7191/82: Execução de Desenhos Para Obras de Concreto Simples ou Armado
- h - NB-51/85 ou NBR-6122/86: Projeto e Execução de Fundações
- i - NB-116/89 ou NBR-7197/89: Projeto de Estruturas de Concreto Armado Protendido
- j - NB-599 ou NBR-6123/88: Forças Devidas ao Vento em Edificações

- l - NB-601/83 ou NBR-6497/83: Levantamento Geotécnico
- m - NB-862/84 ou NBR-8681/84: Ações e Segurança nas Estruturas
- n - NB-949/85 ou NBR-9062/85: Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado
- o - NB-1223/89 ou NBR-10839/89: Execução de Obras-de-Arte Especiais em Concreto Armado e Protendido
- p - NBR-7480/85 ou EB-3/85: Barras e Fios de Aço Destinados a Armaduras Para Concreto Armado
- q - NBR-7482/91 ou EB-780/90: Fios de Aço Para Concreto Protendido
- r - NBR-7483/91 ou EB-781/90: Cordoalhas de Aço Para Concreto Protendido

Nos casos de inexistência de Normas Brasileiras ou quando estas forem omissas, será permitida a utilização de normas estrangeiras, mediante autorização, por escrito, do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem.

Em particular, para obras de concreto armado, convencional ou protendido, recomenda-se o CEB-FIP Model Code 1990 e, para pontes metálicas, Normas Americanas ou a DIN-1045, alemã.

2.3.3 - Materiais

Os materiais deverão satisfazer às especificações do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, DNER, e da Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT.

A utilização de material para o qual não exista normalização deverá ser submetida à apreciação do DNER, durante a fase de anteprojeto.

2.3.3.1 - Concreto

O concreto empregado na construção das obras-de-arte especiais deve ser dosado e controlado, conforme prescrito na NBR-6118/80 e no Manual de Construção de Obras-de-Arte Especiais, do DNER.

O projeto deverá especificar a resistência característica mínima, necessária para atender a todas as fases de solicitações e nas idades previstas para sua ocorrência.

Quando necessário, além da resistência característica, do diâmetro máximo do agregado e do fator água/cimento, outras características principais deverão ser indicadas para garantir uma durabilidade e uma aparência adequadas ao concreto.

O texto que se segue, extraído da NBR-7187/87, refere-se a resistências e outras características do concreto.

“8.2 Concreto

O concreto empregado nas construções realizadas segundo esta Norma deve ser dosado e controlado conforme o prescrito na NBR 6118/80.

8.2.1 Resistência do Concreto

8.2.1.1 Resistência do Concreto à Compressão

Os concretos são classificados em categorias, em função do valor da resistência característica à compressão, f_{ck} , aos 28 dias, conforme recomendado na NBR 6118/80, de acordo com a Tabela 3.

Recomenda-se empregar as categorias de concreto em função do tipo de estrutura, conforme a Tabela 4.

TABELA 3: Categorias do concreto em função de suas resistências características

Categoria :	C 12	C 16	C 20	C 25	C 30	C 35	C 40	C 45	C 50
f_{ck} (MPa) :	12	16	20	25	30	35	40	45	50

TABELA 4: Categorias de concreto recomendadas em função do tipo de estrutura

Peças em concreto simples: C 12, C 16

Peças em concreto armado: C 16, C 20, C 25

Peças em concreto protendido: C 25 a C 50

8.2.1.2 Resistência do concreto à tração

8.2.1.2.1 Os valores estimados da resistência característica do concreto à tração, f_{ctk} aos 28 dias, são indicados na Tabela 5, para cada categoria de concreto.

TABELA 5 - Valores de f_{ctk} em função das categorias do concreto

Categoria :	C 12	C 16	C 20	C 25	C 30	C 35	C 40	C 45	C 50
f_{ctk} (MPa) :	1,1	1,3	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8

8.2.1.2.2 Para idades inferiores a 28 dias, f_{ctk} pode ser estimado em função da resistência característica à compressão do concreto a j dias, pela seguinte expressão:

$$f_{ctjk} = 0,21 f_{ctk}^{2/3}$$

sendo f_{ctk} e f_{ctjk} expressos em MPa.

8.2.2 Módulo de deformação longitudinal à compressão do concreto

8.2.2.1 O módulo secante de deformação longitudinal à compressão do concreto, E_{cm} aos 28 dias, é o indicado na Tabela 6, para cada categoria de concreto.

TABELA 6 - Valores de E_{cm} em função das categorias do concreto

Categoria :	C 12	C 16	C 20	C 25	C 30	C 35	C 40	C 45	C 50
E_{cm} (GPa) :	26	27,5	29	30,5	32	33,5	35	36	37

8.2.2.2 Para idades inferiores a 28 dias, E_{cm} pode ser calculado pela expressão:

$$E_{cmj} = (f_{ckj} + 8)^{1/3} \text{ sendo } E_{cmj} \text{ expresso em Gpa e } f_{ckj} \text{ em MPa.}$$

8.2.2.3 Para solicitações instantâneas, utiliza-se o módulo de deformação tangente, igual a $1,1 E_{cm}$.

8.2.3 Fluência do concreto

Adota-se o disposto na NBR 7197/89.

8.2.4 Retração do concreto

Adota-se o disposto na NBR 7197/89.

8.2.5 Coeficiente de dilatação térmica do concreto

Deve ser adotado, nos projetos elaborados segundo esta Norma, para o coeficiente de dilatação térmica do concreto, o valor de $0,00001/^{\circ}C$."

Observações:

- a - Nas regiões de ancoragem dos cabos de protensão, o valor de f_{ck} será, no mínimo, o exigido para cada sistema de protensão. Para se evitar os inconvenientes gerados pela mudança do valor da resistência do concreto em determinadas regiões, recomenda-se a utilização de placas pré-moldadas de ancoragem que satisfaçam esta exigência, na data da protensão, desde que convenientemente verificadas as demais seções da estrutura, considerada a resistência do concreto nas datas de protensão.
- b - As resistências mínimas indicadas devem, sempre, ser respeitadas. A adoção dos valores máximos indicados deve ser feita após a verificação da possibilidade de obtenção das resistências especificadas, no local da obra.

2.3.3.2 - Aço

As armaduras das peças de concreto armado ou protendido podem ser constituídas de fios, barras e cordoalhas de aço.

a - Aço Para Armaduras Não Protendidas

O aço para as armaduras não protendidas deve atender ao especificado na NBR-7480/85, adotando-se para valor característico da resistência à tração, f_{yk} , a resistência característica de escoamento da categoria do aço empregado.

b - Aço Para Armaduras de Protensão

O aço para as armaduras de protensão deve atender ao especificado nas NBR-7482/90 e NBR-7483/91. Adota-se, para valor característico da resistência à tração, f_{pyk} , no caso de barras e fios, o valor mínimo da tensão a 1% de alongamento da categoria do aço empregado e, no caso de cordoalhas, o valor nominal que corresponde ao quociente da carga mínima a 1% de alongamento pela área nominal da seção, de acordo com a categoria do aço.

c - Aço das Placas de Apoio de Confinamento do Elastômero

O projeto deverá indicar o tipo de aço utilizado e os valores das tensões correspondentes aos limites de escoamento e de ruptura.

2.3.3.3 - Elastômero

O projeto deverá indicar a dureza, o módulo de deformação transversal e os valores máximos da tensão de compressão, da rotação e da distorção, previstos para os aparelhos de apoio.

2.4 - Geometria da Obra

2.4.1 - Generalidades

No item Geometria da Obra há dois aspectos a considerar:

a - Geometria Geral e Projeto Geométrico

Trata da integração do projeto de obra-de-arte especial com o projeto geométrico da rodovia e com as condições locais, topográficas, geotécnicas, hidrológicas e ambientais.

Além da reprodução de tabelas de Manuais do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, que fixam, para diferentes volumes de tráfego e de topografias regionais, larguras de faixas de rolamentos e de acostamentos, rampas máximas, raios de curvatura, distâncias de visibilidade, e de gráficos que orientam a transição geométrica de uma obra em tangente para uma obra em curva, serão

desenvolvidos, a partir de exemplos reais de obras construídas, alguns conceitos de estética e apresentadas algumas soluções de travessias especiais.

b - Geometria de Detalhes

Trata da apresentação, sempre que possível com dimensões fixadas, de seções transversais de gabaritos e de dispositivos padronizados.

2.4.2 - Geometria Geral e Projeto Geométrico

2.4.2.1 - Histórico

Os conceitos referentes à necessidade de estreita integração entre o projeto geométrico da rodovia e os projetos das obras-de-arte especiais, bem como exemplos reais de soluções adotadas em diversos casos de travessias menos comuns, foram baseados ou extraídos do livro *Brücken/Bridges* de Fritz Leonhardt.

Nas estradas antigas, não somente em virtude do alto custo relativo das obras-de-arte especiais mas também em decorrência de técnicas mais limitadas de construção e de menores exigências de tráfego, em fluxo e velocidade, as obras-de-arte é que determinavam o traçado da rodovia. Os obstáculos, rios ou outras rodovias, eram transpostos em ângulo reto, em níveis baixos e com o menor comprimento possível, cabendo à rodovia, através de curvas e rampas, quase sempre forçadas, adaptar-se às obras-de-arte.

Posteriormente, com a evolução das técnicas de construção, com as exigências cada vez maiores do tráfego, com a conscientização da necessidade de serem construídas obras-de-arte de boa aparência e integradas no meio ambiente, o projeto geométrico, definindo previamente o traçado da rodovia, em planta e perfil, passou a comandar os projetos de obras-de-arte especiais.

As obras-de-arte são uma parte do traçado da rodovia e a ela devem estar perfeitamente integradas; isto significa que as obras-de-arte muitas vezes se situam em segmentos de níveis elevados, de curvaturas horizontal e vertical ou são forçadas a vencer obstáculos com grande esconsidade.

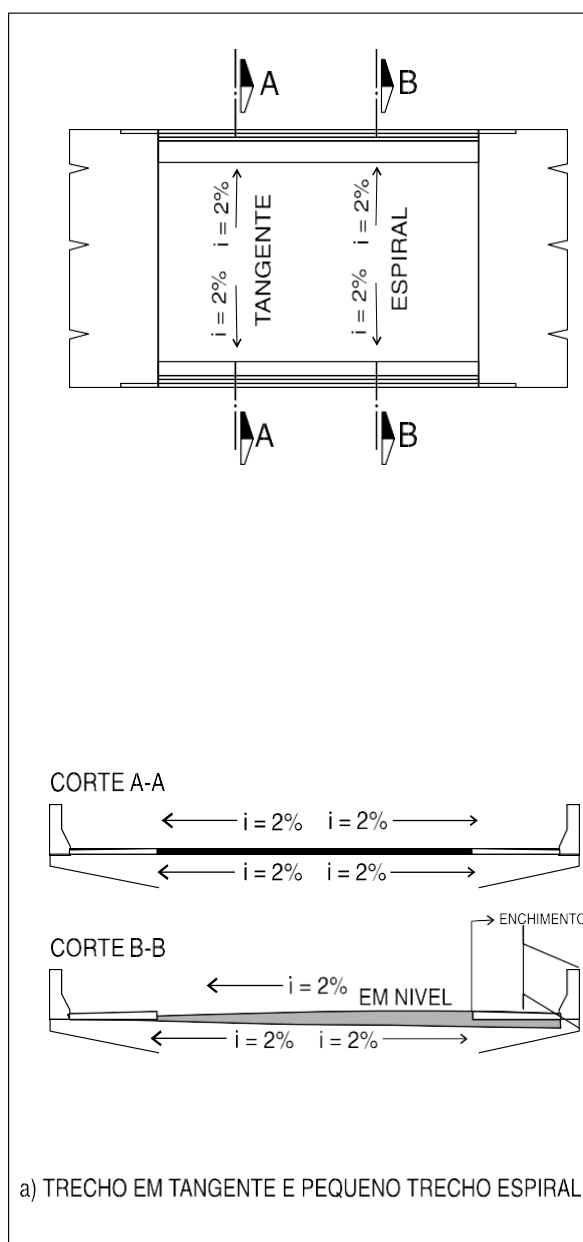
Entretanto, o Projeto Geométrico não tem liberdade total: devem ser evitadas obras desnecessariamente longas, travessias em pontos desfavoráveis de rios, travessias de grande esconsidade e travessias em solos de fundações particularmente difíceis; é indispensável a participação do projetista de estruturas durante a elaboração do Projeto Geométrico.

2.4.2.2 - Características Físicas e Geométricas das Rodovias

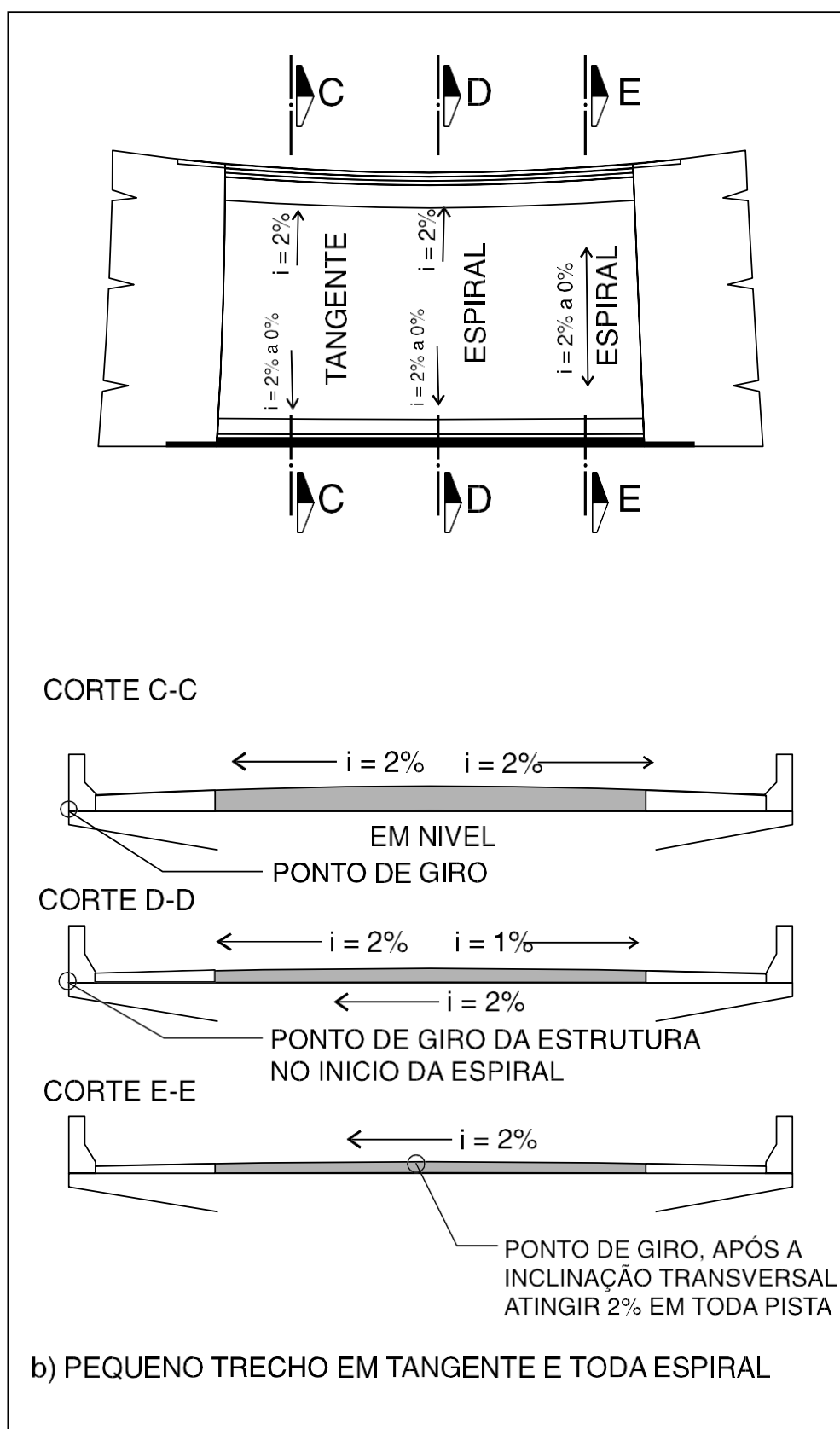
As figuras e os quadros apresentados a seguir, resumem as características geométricas, físicas e funcionais estabelecidas pelo Departamento Nacional de Estradas de Rodagem em seus Manuais de Projeto.

Assim, a Figura 1 indica as seções transversais e o Quadro 1 estabelece os parâmetros físicos e geométricos para cada tipo de via e as Figuras 2 ("a" a "f") complementam os critérios estabelecidos pelo DNER, no que se refere à rotação da plataforma junto à obra-de-arte especial.

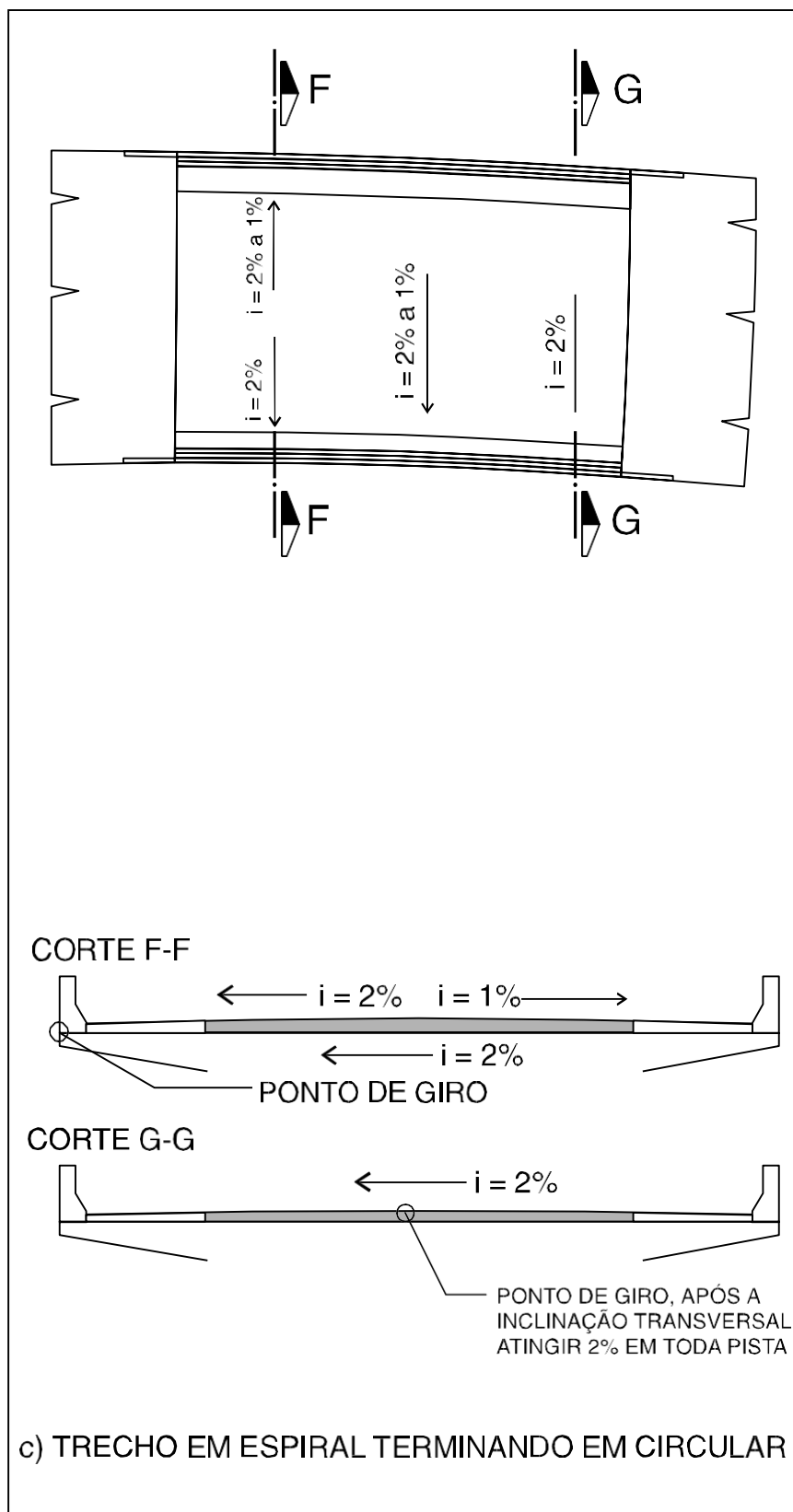
ROTAÇÃO DA ESTRUTURA - CASOS PARTICULARES



ROTAÇÃO DA ESTRUTURA - CASOS PARTICULARES



ROTAÇÃO DA ESTRUTURA - CASOS PARTICULARES



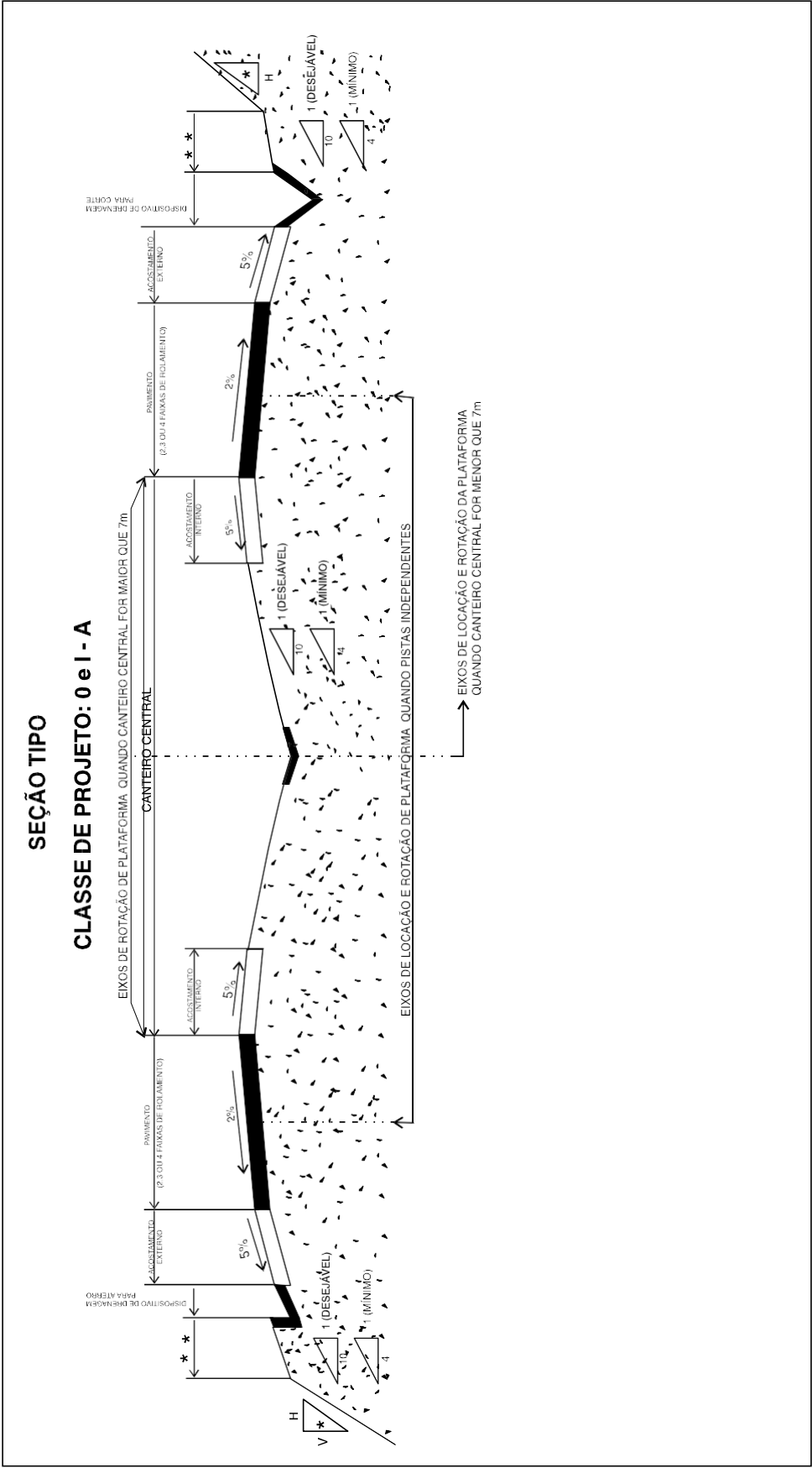


Figura 1A

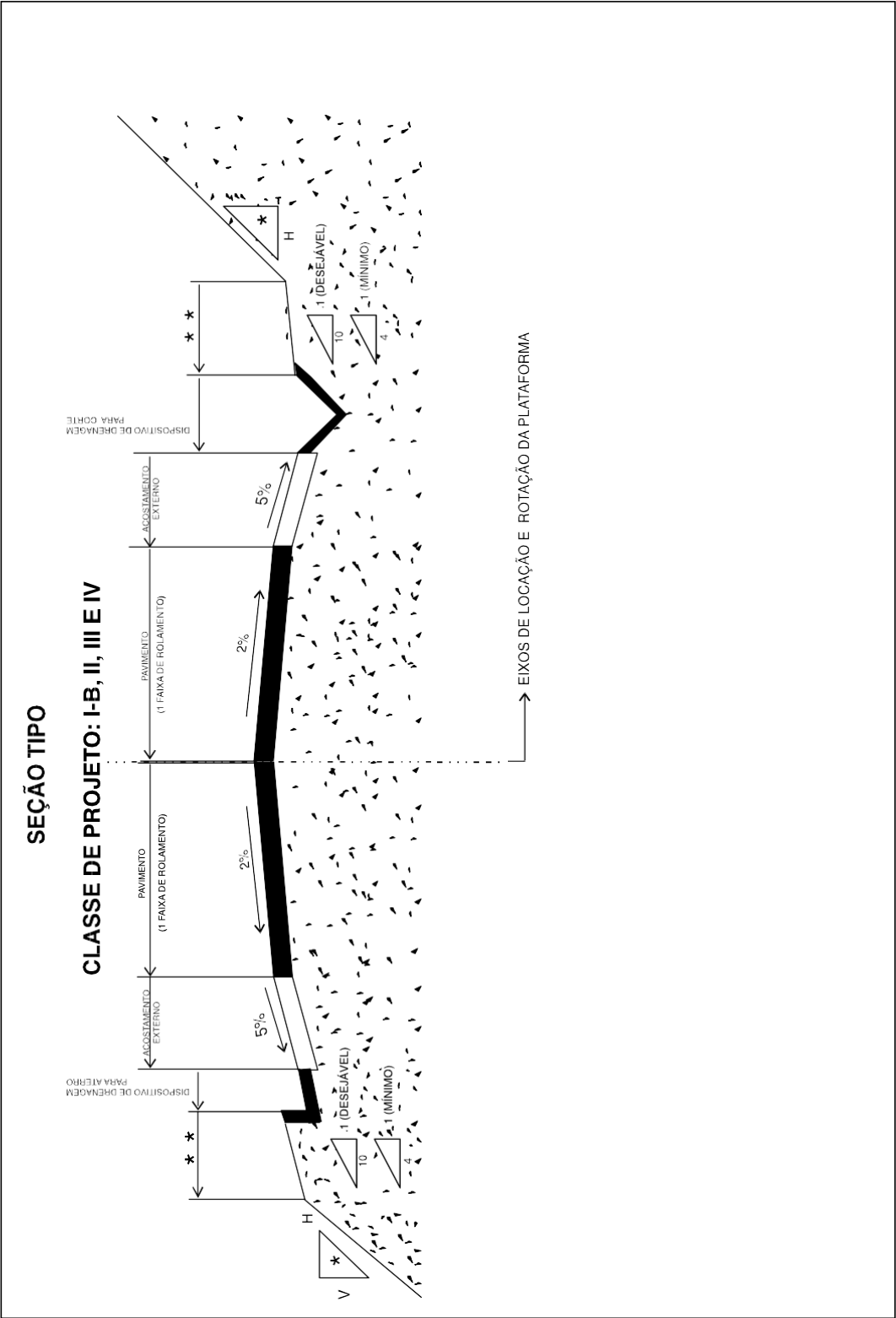


Figura 1B

TIPO DE VIA		CLASSE DE PROJETO	0			I - A			I - B			II			III			IV		
		CARACTERÍSTICA	VIA EXPRESSA CONTROLE TOTAL DE ACESSO			PISTA DUPLA CONTROLE PARCIAL DE ACESSO			PISTA SIMPLES			PISTA SIMPLES			PISTA SIMPLES			PISTA SIMPLES		
		CRITÉRIO DE CLASSIFICAÇÃO TÉCNICA	DECISÃO ADMINISTRATIVA			TRÁFEGO PREVISTO REDUZIRIA O NÍVEL DE SERVIÇO EM RODOVIA DE PISTA SIMPLES ABAIXO DO NÍVEL "C"			VOLUME MÉDIO DIÁRIO VMD > 1400 VOLUME HORÁRIO DE PROJETO VHP > 200			VOLUME MÉDIO DIÁRIO 700 < VMD < 1400			VOLUME MÉDIO DIÁRIO 300 < VMD < 700			VOLUME MÉDIO DIÁRIO 50 > VMD < 200		
		REGIÃO	PLANA	OND	MONT	PLANA	OND	MONT	PLANA	OND	MONT	PLANA	OND	MONT	PLANA	OND	MONT	PLANA	OND	MONT
CARACTERÍSTICAS	FÍSICAS	Largura da Faixa de Rolamento (m) Desejável/Mínimo	3,75	3,75	3,60	3,60	3,60	3,50	3,60	3,60	3,50	3,60	3,50	3,30	3,50	3,30	3,30	3,00	3,00	3,00
		*** Largura do Acostamento Externo (m) Desejável/Mínimo	3,00	3,00	3,00	3,00	2,50	2,50	3,00	2,50	2,50	2,50	2,50	2,00	2,50	2,00	1,50	1,30	1,30	0,80
		*** Largura do Acostamento Interno (m) Desejável/Mínimo																		
		2 Faixas de Rolamento Desejável/Mínimo	1,20/0,60	1,00/0,60	0,60/0,50	1,20/0,60	1,00/0,60	0,60/0,50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		3 Faixas de Rolamento Desejável/Mínimo	3,00/2,50	2,50/2,00	2,50/2,00	3,00/2,50	2,50/2,00	2,50/2,00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		4 Faixas de Rolamento Desejável/Mínimo	3,00	3,00/2,50	3,00/2,50	3,00	3,00/2,50	3,00/2,50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	GEOMÉTRICAS	Largura do Canteiro Central (m) Desejável/Mínimo	18,00/3,00	18,00/3,00	18,00/3,00	12,00/3,00	10,00/3,00	10,00/3,00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		Velocidade Diretriz (km/h)	100	100	80	100	80	60	100	80	60	60	70	50	70	50	40	60	40	30
		Rampa Máxima (1%)	3	4	5	3	4,3	6	3	4,5	6	3	5	6/7	3/4	5/6	7/8	4	6	6
		Desejável/Mínima																		
		Taxa Máxima da Superelevação %	10	10	10	10	10	10	10	10	10	8	8	8	8	8	8	8	8	2
		* Raio Mínimo de Curva Horizontal (m) e = 6% e = 8% e = 12%	415 375 345/315	415 375 315	250 230 193	413 375 315	250 230 193	135 123 105	415 375 315	250 230 195	135 125 105	230 230 210/195	185 170 155/145	90 80 75/70	185 170 135/145	135 125 115/103	55 50 45/45	135 125 115/103	55 50 45/45	25 25 23/20
		Declividade da Pista em Tangente (%)	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
		Declividade dos Acostamentos (%)	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
		Distância de Visibilidade de Ultrapassagem (m)	—	—	—	—	—	—	680	560	420	360	490	350	490	420	270	420	270	150
		Distância de Visibilidade de Parada (m) Desejável/Mínima	210/155	210/155	140/110	210/155	140/110	210/155	85/75	140/110	85/75	140/110	110/90	65/60	110/90	85/75	45/45	85/75	45/45	30/30
		** Valor de K P/Curvas Verticais Convexas Desejável/Mínimo	107/38	107/38	48/29	107/58	48/29	18/14	107/38	48/29	18/14	48/29	29/20	10/9	29/20	18/14	3/3	18/14	5/5	2/2
		** Valor de K P/Curvas Verticais Côncavas Desejável/Mínimo	52/36	52/36	32/24	52/36	32/24	17/15	32/36	32/24	17/15	32/24	24/19	12/11	24/19	17/15	7/7	17/15	7/7	4/4
		Afastamento Lateral Mínimo do Bordo do Acostamento de Obstáculos (m) Contínuos/Isolados	0,50/1,30	0,50/1,30	0,50/1,50	0,50/1,30	0,50/1,30	0,50/1,30	0,50/1,50	0,50/1,50	0,50/1,50	0,50/1,50	0,50/1,50	0,50/1,50	0,30/0,50	0,30/0,50	0,30/0,50	0,30/0,50	0,30/0,50	0,30/0,50
		Gabarito Vertical (m) Desejável/Mínimo	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50/4,50	5,50/4,50	5,50/4,50	5,50/4,50	5,50/4,50	5,50/4,50	5,50/4,50	5,50/4,50

* Faixas de Rolamento Necessitam de Sobrelargura Quando Raio Menor que 160 m

** Atenção à Drenagem para Valores de K Maiores que 43

*** Para Valores Menores que 2,50 é Considerado como Faixa de Segurança

Quadro I

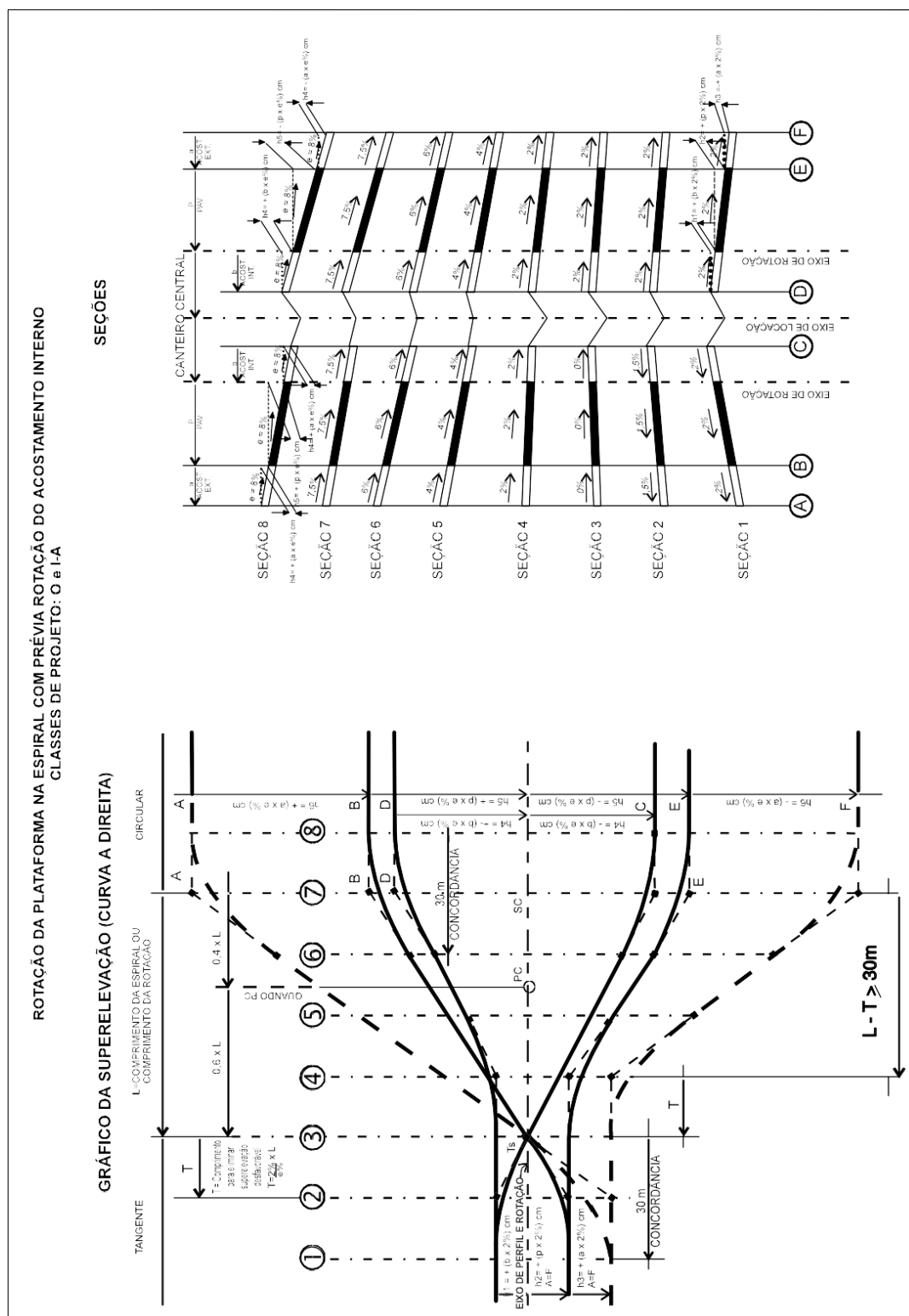


Figura 2A

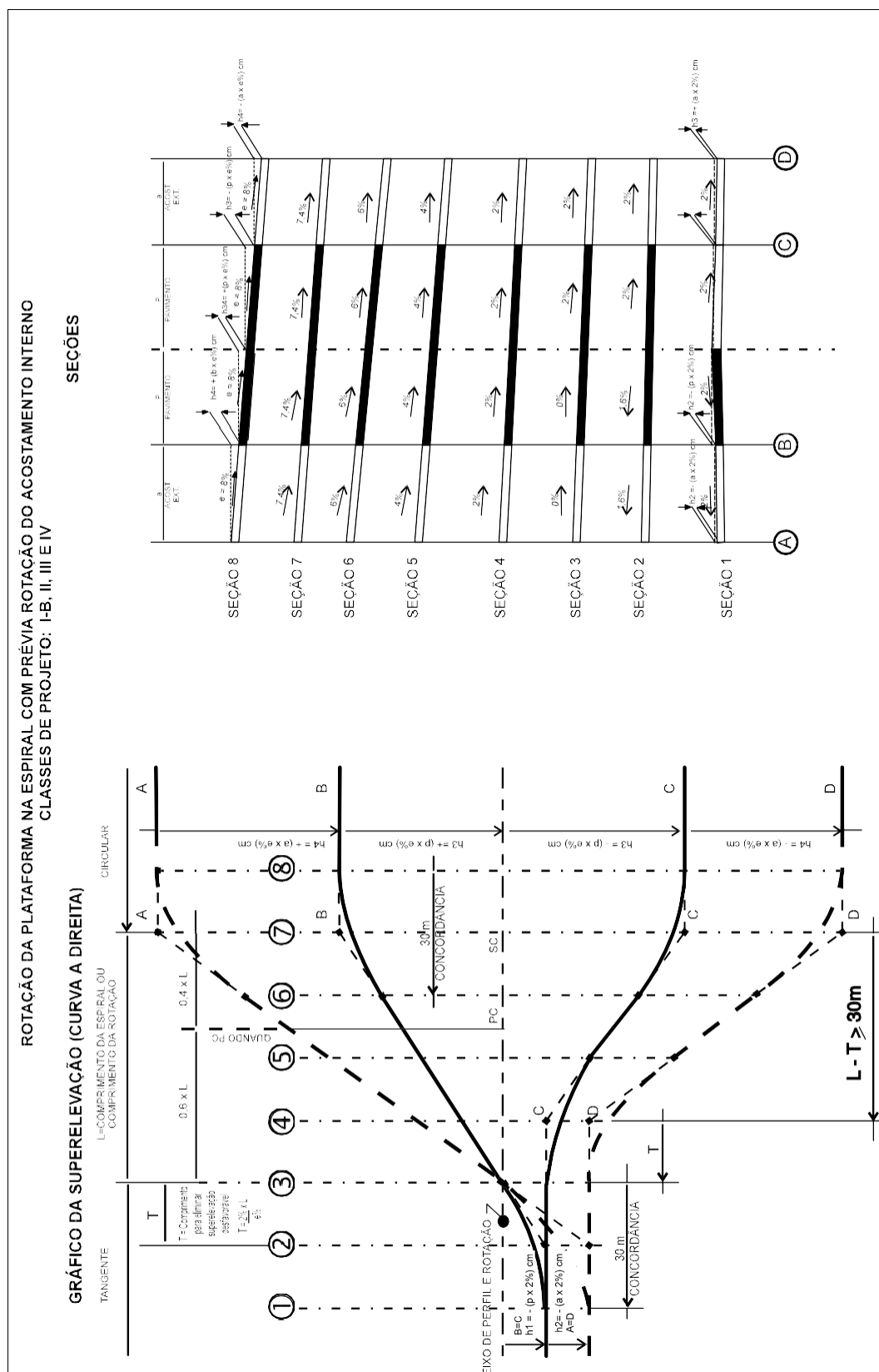
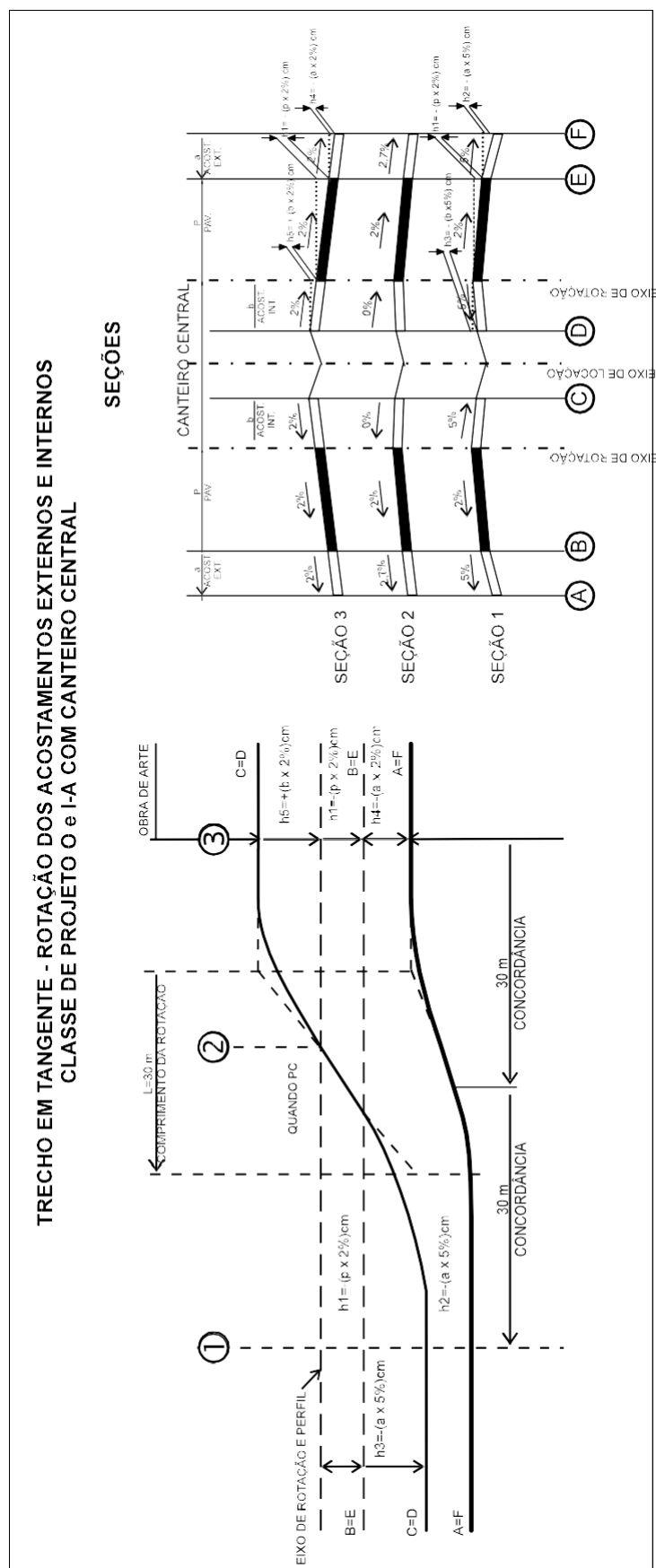


Figura 2B



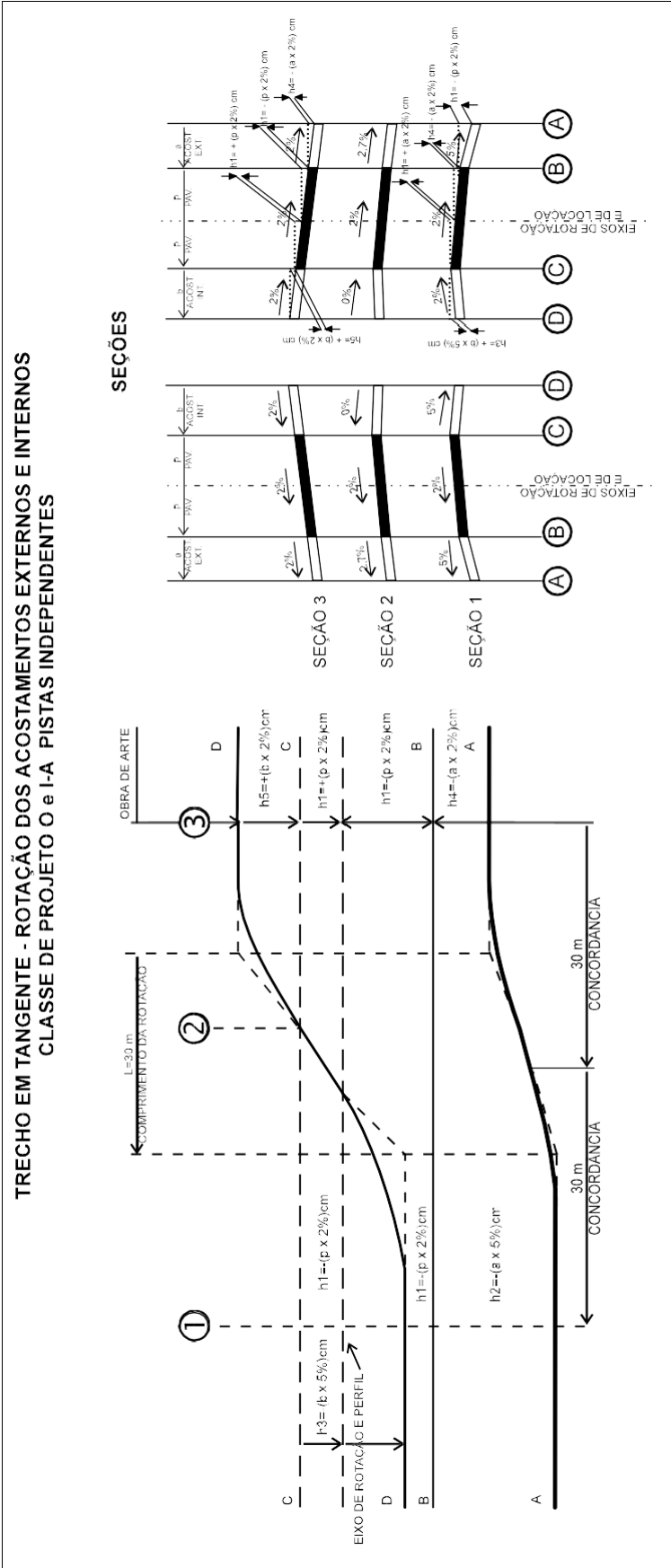


Figura 2D

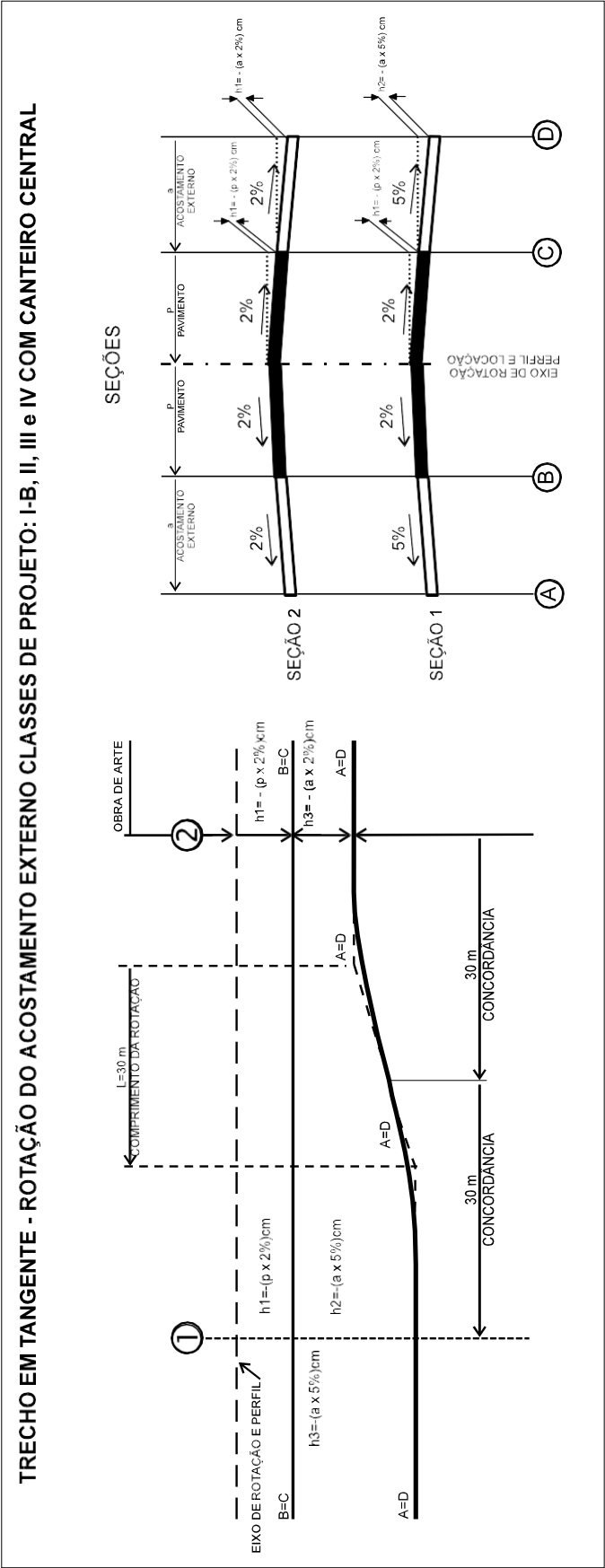


Figura 2E

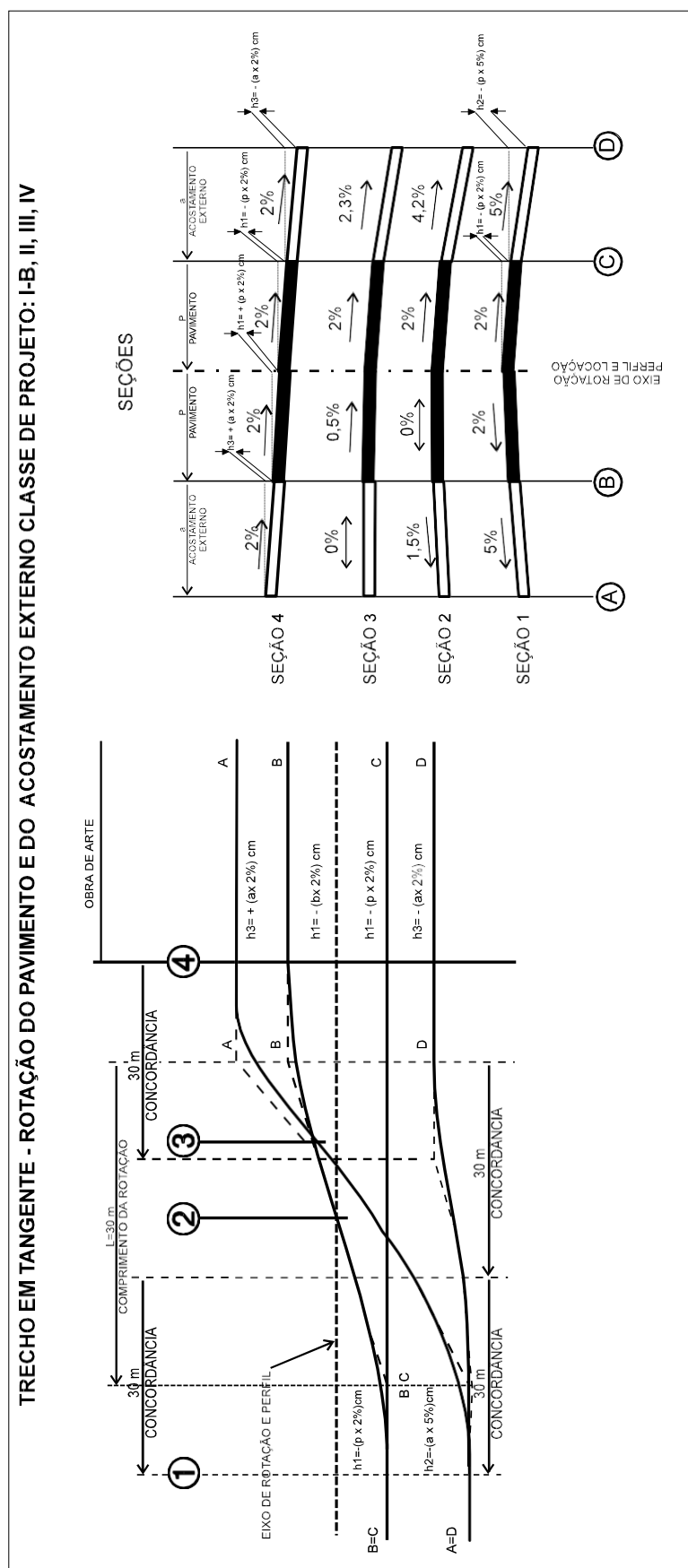
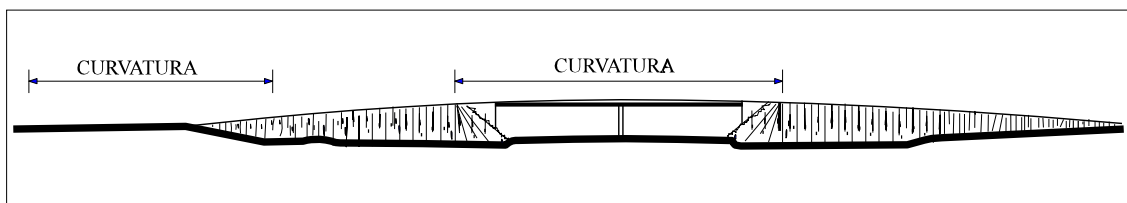


Figura 2F

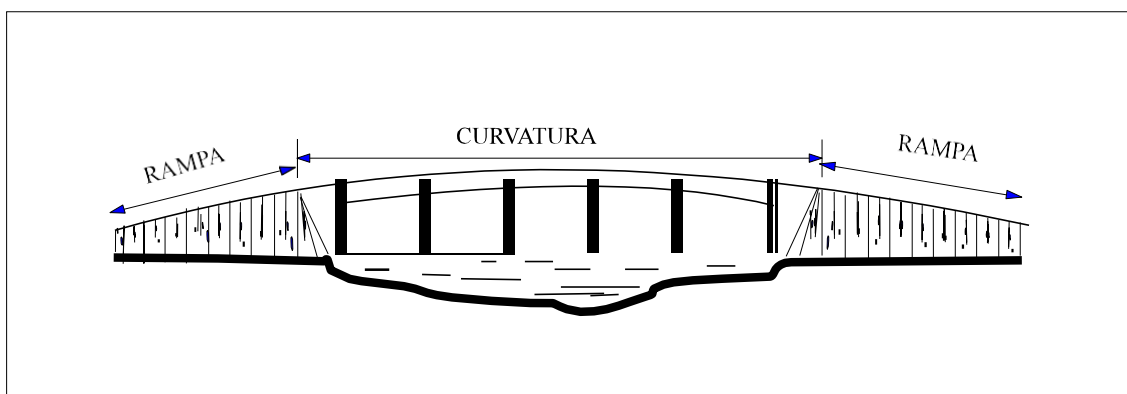
2.4.2.3 - Desenvolvimento em Perfil: Conceitos, Esquemas e Obras Construídas

a - Passagem Superior em Terreno Plano



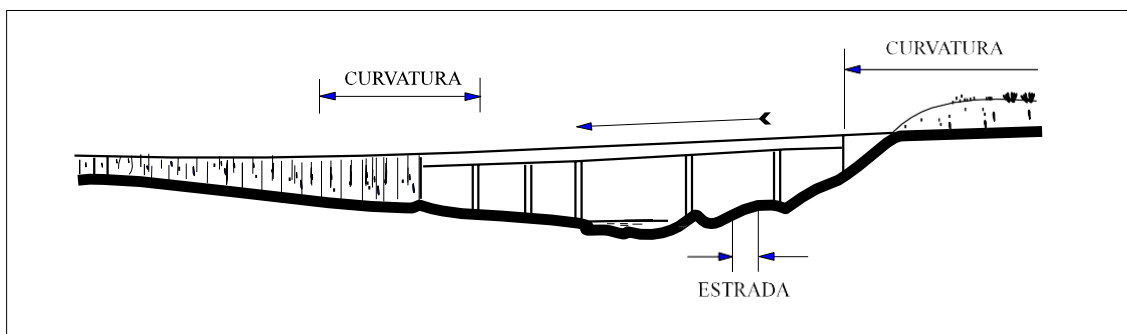
A curva vertical deve ser estendida a todo o comprimento da obra, inclusive encontros.

b - Pontes Sobre Rios em Planícies



A curva vertical deve ser estendida a todo o comprimento da obra, inclusive encontros.

c - Pontes Ligando Duas Margens Com Acentuada Diferença de Níveis

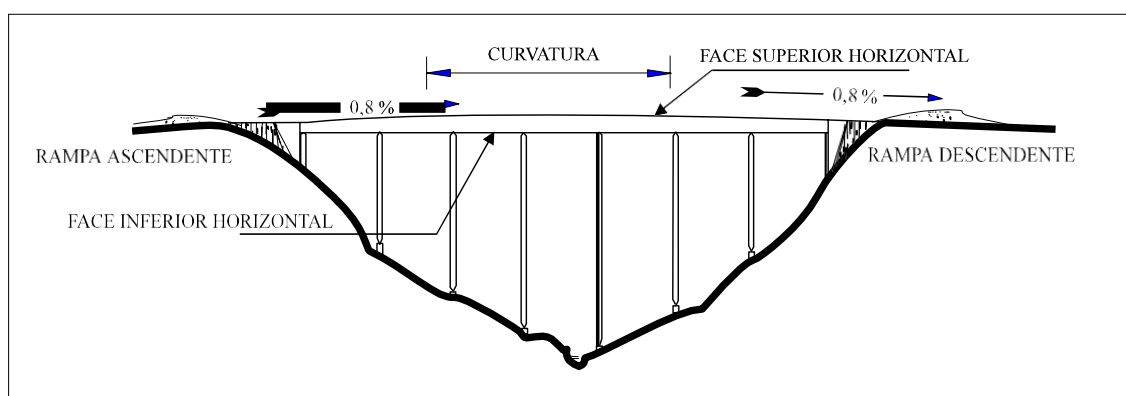


A ponte deve acompanhar o perfil projetado, incluindo curvaturas verticais nas extremidades da obra.

d - Pontes Atravessando Vales Profundos

Para pontes atravessando vales profundos, o alinhamento vertical dependerá dos alinhamentos anterior e posterior da rodovia; as duas soluções adotadas em obras construídas foram, uma para alinhamentos com rampas fracas, e outra para rampas acentuadas, tanto no início como no fim.

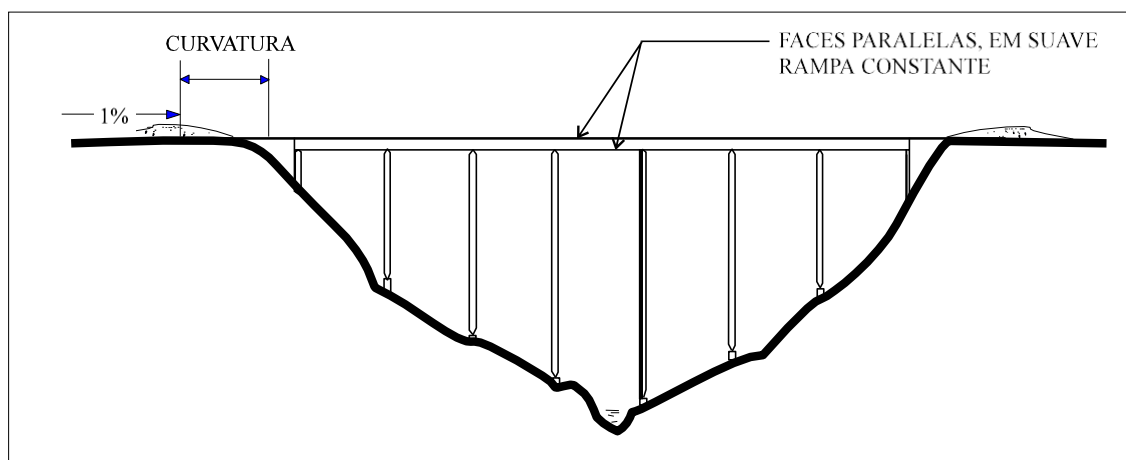
Viaduto Sulzbach: Solução Inicial



Construído em 1934, com cuidados especiais de estética, com vãos decrescentes de acordo com a inclinação dos taludes e com pequena curvatura superior na superestrutura, para melhorar o aspecto visual, se observada do vale; a solução, entretanto, foi muito criticada pelos usuários que consideravam desnecessária a curvatura.

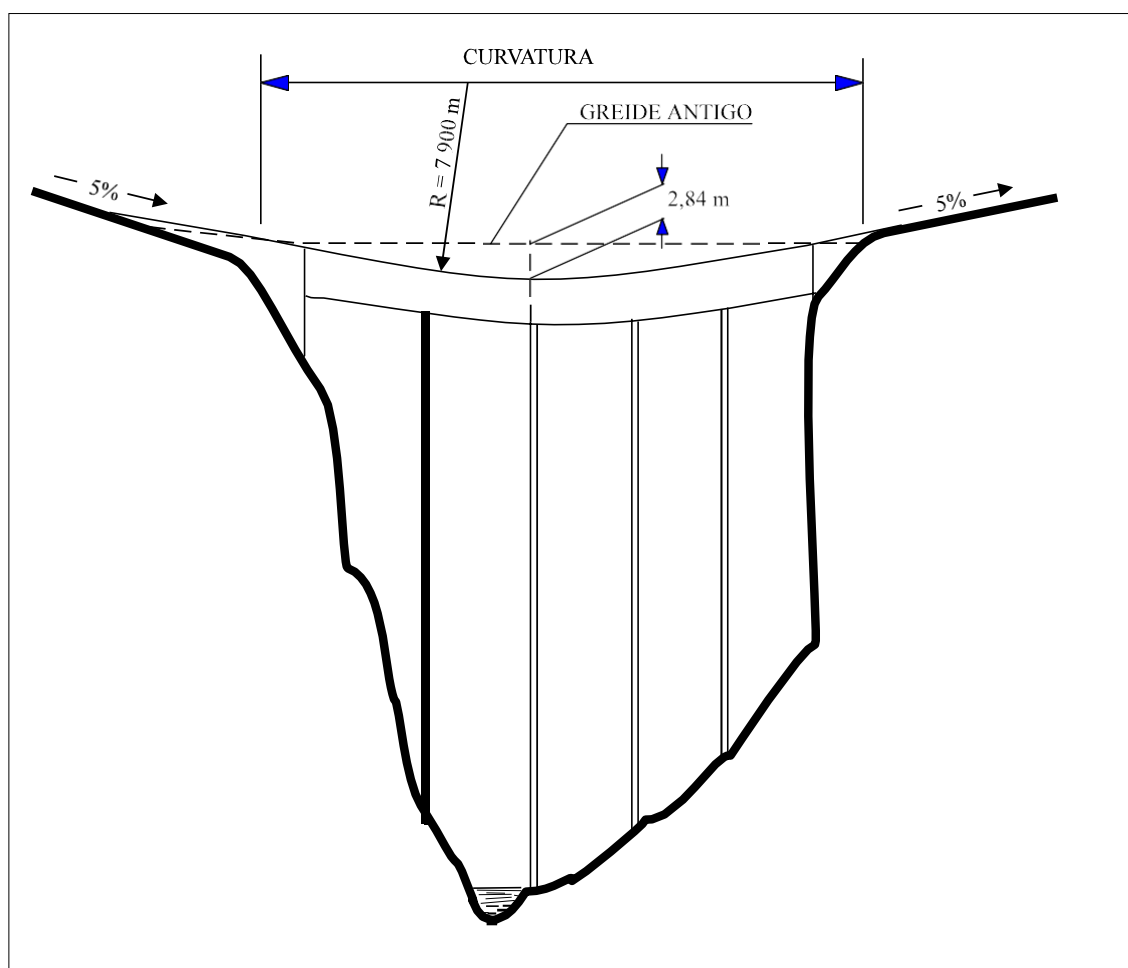
Destruída na guerra, foi reconstruída com outro tratamento estético, reproduzido a seguir.

Viaduto Sulzbach: Reconstrução



Mesma distribuição dos pilares da solução inicial mas com a superestrutura com alinhamento em suave rampa constante.

Viaduto Werratal: Solução Inicial e Solução de Reconstrução



Em 1936 era considerado inaceitável construir uma ponte com o alinhamento vertical côncavo e a solução adotada foi a de projetar um greide horizontal entre duas pequenas curvas verticais, nas extremidades da obra.

Entretanto, do ponto de vista dos usuários, a solução se revelou péssima: um rígido tabuleiro suspenso pelos taludes.

Destruída na guerra, foi reconstruída com outro tratamento estético.

O que era considerado inadmissível, greide côncavo, revelou-se uma solução agradável para os usuários e bastante natural, se observada do vale; fotografias demonstram que a ponte não tem aspecto desagradável e que a curvatura côncava da obra não chega a ser notada por muita gente.

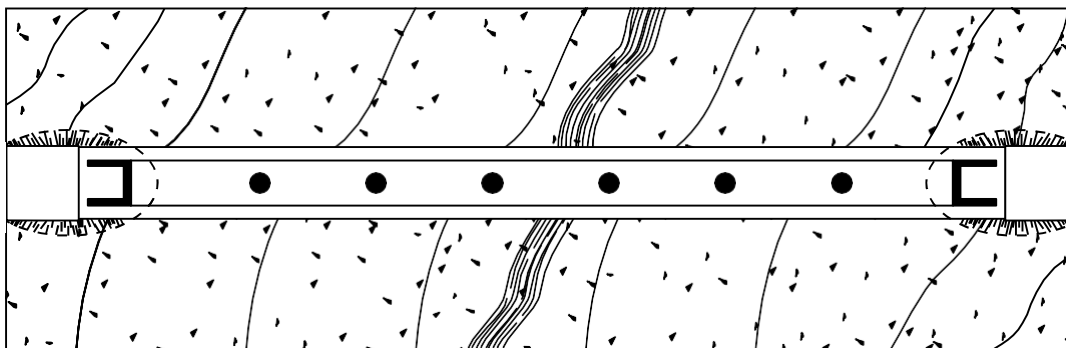
A experiência adquirida com estas duas obras tornou-se histórica e ambas demonstram que as pontes devem integrar-se completamente no suave desenvolvimento do projeto geométrico, tanto em planta como em perfil.

2.4.2.4 - Desenvolvimento em Planta: Conceitos e Esquemas

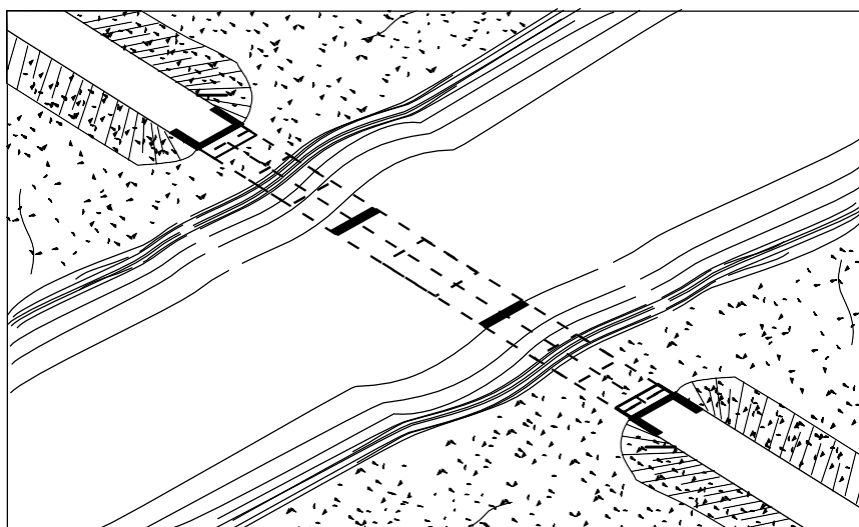
No desenvolvimento em planta tenta-se fazer o ângulo entre o cruzamento da nova rodovia e a rodovia existente, rio ou vale, tão próximo de 90° quanto possível, assegurando-se, ao mesmo tempo, um traçado suave e contínuo. O cruzamento ortogonal, ou quase ortogonal, conduz a obras mais curtas e econômicas e, certamente, a soluções mais agradáveis.

Entretanto, em áreas densamente povoadas ou em regiões montanhosas, as travessias esconsas são, muitas vezes, inevitáveis.

Em pontes estreitas e esconsidades menores que 60° , soluções com estruturas ortogonais são possíveis, utilizando-se pequenos encontros extremos, retangulares, e colunas esbeltas nos eixos das obras, para apoios intermediários.



Quando as pontes esconsas são largas, há apenas uma boa solução: todas as linhas e superfícies dos elementos transversais devem ser paralelas à direção do rio ou do vale; fica, assim, atendida uma importante diretriz da estética que recomenda limitar as direções das linhas ao mínimo possível. Em rios, os pilares devem ser projetados, quase que obrigatoriamente, paralelamente à direção da correnteza, por imperativos hidrológicos, para reduzir os efeitos da correnteza. Também, nas margens dos rios, encontros paralelos à direção do rio, oferecem melhor aspecto visual que colocados perpendicularmente à rodovia.



Em taludes muito íngremes de vales, encontros largos e pilares-parede devem acompanhar a esconsidade da travessia; se projetados retangularmente, não somente a aparência seria pior como a execução das fundações seria mais difícil.



Convém ressaltar que se a obra admitir colunas isoladas e esbeltas, soluções retangulares são válidas para travessias de rios e taludes muito íngremes, desde que os encontros sejam colocados no topo dos taludes, para reduzir tamanhos e custos.

2.4.3 - Geometria de Detalhes

2.4.3.1 - Objetivo

Neste item serão consolidados os tipos de seções transversais mais frequentes de obras-de-arte especiais e padronizados detalhes e peças já consagradas pela utilização e pelo bom funcionamento.

2.4.3.2 - Seções Transversais de Obras-de-Arte Especiais

Em princípio, a largura da seção transversal da obra-de-arte especial será determinada de forma a conter, em conformidade com a via projetada, e de acordo com as Figuras 3 e 4, Quadros 2 e 3, os seguintes elementos:

- a - faixas de rolamento;
- b - acostamentos ou faixas de segurança;
- c - faixa de aceleração e desaceleração;
- d - faixa para pedestre;
- e - faixa para ciclista;
- f - elementos de proteção: barreiras e guarda-corpos;
- g - tubulações.

Entretanto, como para uma mesma Classe de Projeto de Rodovia, dependendo das características topográficas da região, plana, ondulada ou montanhosa, há variações, às vezes mínimas, de larguras de acostamentos e de faixas de rolamento, é de toda conveniência limitar, nas obras-de-arte especiais, estas variações, para reduzir o número de tipos de seções transversais.

Em esquemas e quadros comparativos de dimensões, são apresentadas, em folhas seguintes, seções transversais de obras-de-arte especiais para pista simples e para pista dupla com duas faixas de rolamento; um número limitado de tipos de seções transversais tem, assim, condições de abranger todos os tipos de topografia regional.

Do ponto de vista de drenagem do tabuleiro, as seções transversais sobre as obras-de-arte deverão ser estabelecidas, via de regra, de forma a:

- a - não se ter declividades transversais nulas;
- b - sempre que possível, manter-se uma única situação transversal das pistas;
- c - observar a declividade mínima de 2 cm/m, (2%), para as pistas de rolamento.

As recomendações acima implicam na diretriz geral, do ponto de vista de drenagem, de se localizar a obra fora dos trechos de transição das curvas em planta.

Os casos de obras-de-arte especiais situadas, em parte, em transições, onde a variação de declividade transversal se justifica pela necessária concordância das correções de superelevação, deverão ser estudados de forma particular no que se refere à drenagem de áreas possivelmente horizontais.

Os critérios de rotação da estrutura, em função dos indicados para a pista de rolamento, devem ser estabelecidos de modo a facilitar a execução e evitar enchimentos exagerados. As Figuras 5 (a, b, c), indicam soluções para alguns casos particulares.

2.4.3.3 - Dispositivos Básicos de Proteção

Os dispositivos básicos de proteção, para veículos e pedestres, são os que se relacionam a seguir.

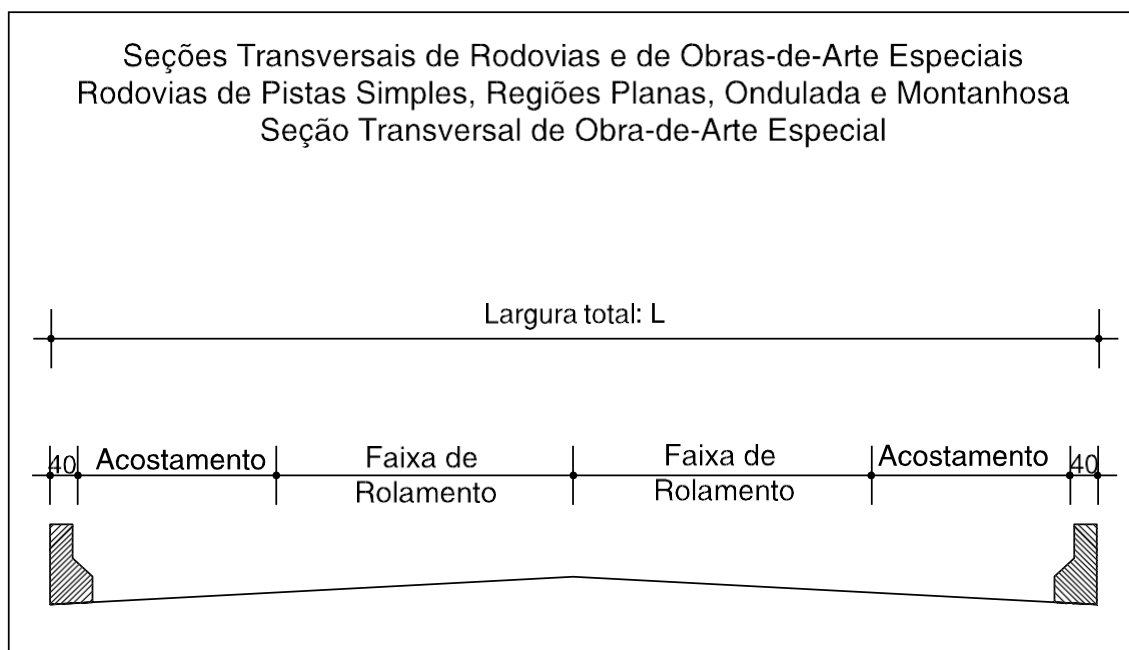
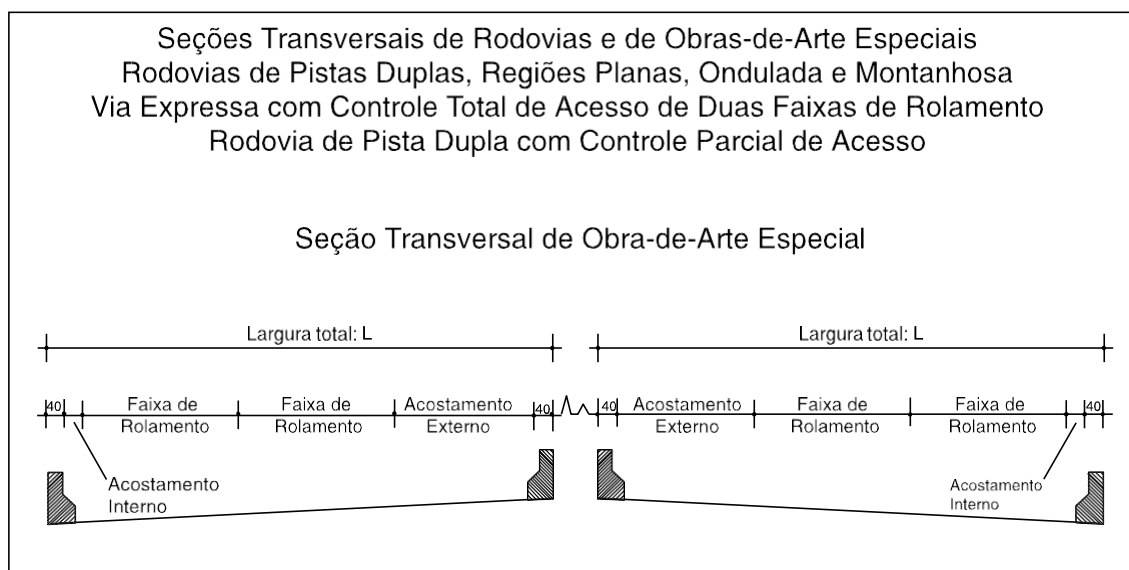


Figura 3

Quadro 2 - Comparativo de Dimensões

Classe de Projeto Elemento	I - B (cm)		II (cm)		III (cm)		IV (cm)	
	Rodovia	O.A.E.	Rodovia	O.A.E.	Rodovia	O.A.E.	Rodovia	O.A.E.
Acostamento	300/250	250	250/200	250	250/150	150	150/80	150
Faixa de Rolamento	360/350	350	360/330	350	350	350	300	300
Largura total (L)		1280		1280	1280	1080		980

Observação: Cargas da Classe 45

**Figura 4****Quadro 3 - Comparativo de Dimensões**

Classe de Projeto Elemento	0 (cm)		I - A (cm)	
	Rodovia	O.A.E.	Rodovia	O.A.E.
Faixa de Rolamento	375/360	375	360/350	360
Acostamento Externo	300	300	300/250	300
Acostamento Interno	120/50	60	120/50	60
Largura total (L)		1190		1160

Observação: Cargas da Classe 45

2.4.3.3.1 - Barreiras de Concreto

Em obras-de-arte especiais, barreiras de concreto são dispositivos rígidos, de concreto armado, de proteção lateral de veículos; as barreiras de concreto devem ter altura, capacidade resistente e perfil interno adequados para impedir a queda do veículo desgovernado, absorver o choque lateral e propiciar sua recondução à faixa de tráfego.

Dentre os vários tipos testados em outros países, principalmente nos Estados Unidos, o DNER adotou e padronizou o tipo New Jersey, cujo detalhe e dimensões são apresentados a seguir; na realidade, o padrão americano inclui, ainda, uma complementação metálica que torna praticamente impossível o tombamento lateral de veículos, como certos ônibus mistos, de passageiros e cargas.

A execução de barreiras laterais no mesmo alinhamento das extremidades das lajes em balanço exige cuidados especiais; não sendo utilizados elementos pré-moldados, as fôrmas laterais, sem apoio inferior, permitem, em geral, vazamentos. Para evitar este inconveniente têm sido acrescentadas larguras adicionais de 5 cm, no estrado, de apoio das fôrmas laterais externas e com a vantagem marginal de melhorar o aspecto estético, quebrando uma superfície de mais de 1,00 m de altura; detalhe e dimensões desta variante são apresentadas a seguir.

Em obras de pista simples, as barreiras laterais são posicionadas logo após as faixas de segurança ou acostamentos incorporados; em rodovias de pista dupla, não havendo, como é usual, separação entre as obras-de-arte especiais, usa-se a barreira mediana como elemento separador; detalhe e dimensões são apresentados a seguir.

Em eventuais obras urbanas, mediante consulta prévia ao DNER, poderão ser adotadas, a exemplo da Ponte Presidente Costa e Silva, Rio-Niterói, tipos especiais de barreiras, mais leves e estéticas, mas igualmente resistentes.

Transcreve-se, a seguir, as cargas para dimensionamento das barreiras, segundo prescrições da NBR-7188/84.

“4.5 - Os guarda-rodas e as barreiras, centrais ou extremos, são verificados para uma força horizontal concentrada de intensidade de $P = 60 \text{ kN}$ (6 tf) aplicada em sua aresta superior.

4.6 - Se a barreira extrema possuir vigota de corrimão em concreto, tal vigota é verificada para a mesma carga horizontal de $P = 60 \text{ kN}$ (6 tf) aplicada em seu eixo médio horizontal.

4.7 - Permite-se, para avaliação das solicitações na implantação da barreira ou guarda-rodas e peças em contato, a distribuição a 45° dos efeitos da carga horizontal referida em 4.5 e 4.6. Tais efeitos não são superpostos, adotando-se o que for mais desfavorável.

4.8 - Sobre a carga horizontal referida em 4.5 e 4.6 não é acrescentado impacto.”

2.4.3.3.2 - Guarda-Corpos

As pontes antigas do DNER eram projetadas com sistemas de proteção lateral, guarda-rodas e guarda-corpos, pouco eficazes; os guarda-rodas, na verdade simples balizadores de tráfego que também possibilitavam, com grande risco, o trânsito de pedestres, estão sendo substituídos por barreiras rígidas de concreto armado, enquanto que os guarda-corpos tradicionais, geralmente em peças pré-moldadas de concreto, estão sendo eliminados ou substituídos, quando há passeios para pedestres.

Nas pontes de construção mais recente, os guarda-corpos somente existem se houver passeios laterais; com a finalidade de assegurar uma proteção adequada a pedestres e ciclistas, os passeios laterais são colocados entre a barreira rígida de concreto e os guarda-corpos extremos.

As larguras mínimas recomendáveis para passeios laterais são de 1,50 m para passeios predominantemente de pedestres e de 3,00 m para passeios e ciclovias, em conjunto.

Os guarda-corpos devem ser escolhidos para serem econômicos, proporcionar leveza à obra e desestimular o roubo.

Os guarda-corpos metálicos são leves e, dependendo do tipo, antieconômicos; exigem, ainda, manutenção obrigatória e periódica.

Em concreto, os guarda-corpos são, em geral, pesados e antiestéticos; há, entretanto, soluções mistas, de concreto e metálicos, econômicas e agradáveis.

A Norma NBR-7188/84 não fixa as cargas horizontais para dimensionamento dos guarda-corpos; entretanto, a Norma NBR-6120/80, Cargas Para Cálculo de Estruturas de Edificações, diz: “Ao longo dos parapeitos e balcões devem ser consideradas aplicadas, uma carga horizontal de 0,8 kN/m na altura do corrimão e uma carga vertical mínima de 2 kN/m”. A carga horizontal de 0,8 kN/m é satisfatória para passeios exclusivamente de pedestres, devendo, porém, ser aumentada para 1,5 kN/m quando se tratar de passeios mistos, para pedestres e ciclistas.

Nos comentários que serão desenvolvidos nos itens referentes à estética e à durabilidade das obras-de-arte especiais ficará evidente que a escolha adequada dos elementos de proteção lateral, barreiras e guarda-corpos, tem uma importância fundamental na aparência das pontes.

Detalhes e dimensões de alguns tipos de guarda-corpos são apresentados a seguir.

2.4.3.3.3 - Defensas Metálicas

As defensas metálicas, dispositivos de proteção lateral nas rodovias, não fazem parte, propriamente, das obras-de-arte especiais; entretanto, a transição entre as defensas metálicas, flexíveis, da rodovia, e as barreiras de concreto, rígidas, das obras-de-arte especiais, deve ser feita sem solução de continuidade e sem superfícies salientes.

Detalhes da transição entre defensas e barreiras são apresentados nas páginas seguintes.

2.4.3.4 - Dispositivos Básicos de Transição e CONTENÇÃO

2.4.3.4.1 - Generalidades

A transição obra-de-arte especial-rodovia tem sido, sempre, um ponto crítico para a manutenção de um tráfego fluente e confortável.

Às deficiências de projeto somam-se defeitos de construção e conservação inadequada; obras estreitas, obras curtas, obras com extremos em balanço muito flexíveis, aterros mal compactados ou em processo de adensamento e drenagem insuficiente ou mal cuidada, são alguns fatores que concorrem para que o usuário sinta, com desconforto e insegurança, a transição obra-de-arte-rodovia.

O lançamento da obra, a escolha do tipo estrutural, nas fases de anteprojeto e projeto e as crescentes restrições às pontes com extremos em balanço são assuntos que serão tratados em capítulos posteriores.

Os dispositivos básicos de transição e contenção são as lajes de transição, os encontros e as cortinas e alas.

Basicamente, as obras-de-arte especiais ou têm apoios extremos ou os extremos em balanço; as obras com apoios extremos realizam a transição com a rodovia através de encontros, que são dotados de cortinas, alas e lajes de transição, enquanto que as obras com extremos em balanço fazem a transição através de, apenas, cortinas, alas e lajes de transição.

2.4.3.4.2 - Lajes de Transição

a - Disposições Construtivas

Todas as obras serão providas de lajes de transição, de espessura não menor que 25 cm e de comprimento igual a quatro metros, ligadas à estrutura ou ao encontro por meio de articulações de concreto, sem armadura passante, e apoiadas no aterro de acesso, conforme indica a Figura 15.

As características do aterro nas proximidades das lajes de transição deverão ser indicadas no projeto em atenção ao disposto no item relativo à Estabilidade dos Aterros de Acesso, deste Manual (ver item 4.3.5.6).

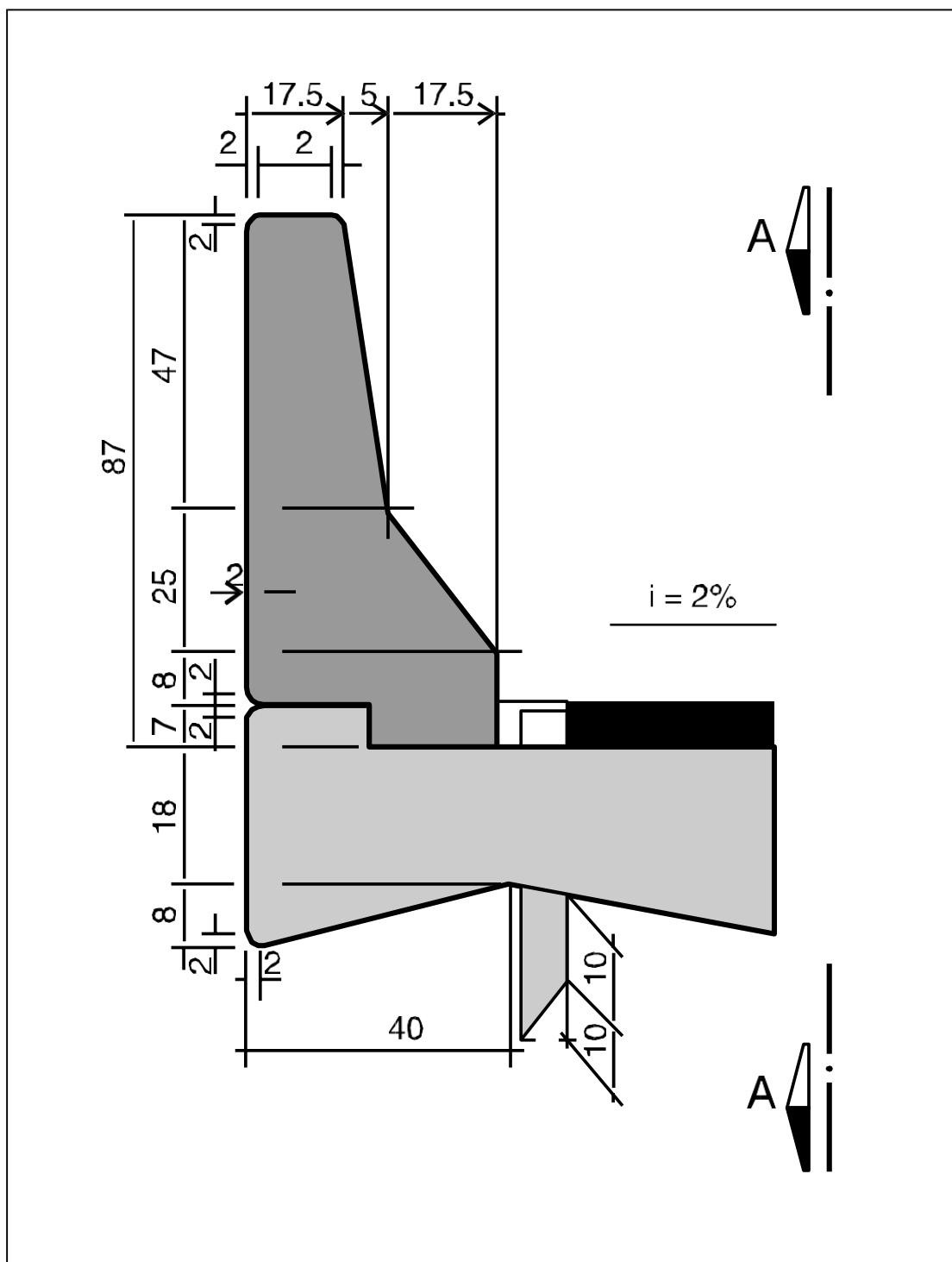


Figura 5 - DETALHE DA BARREIRA MOLDADA NO LOCAL

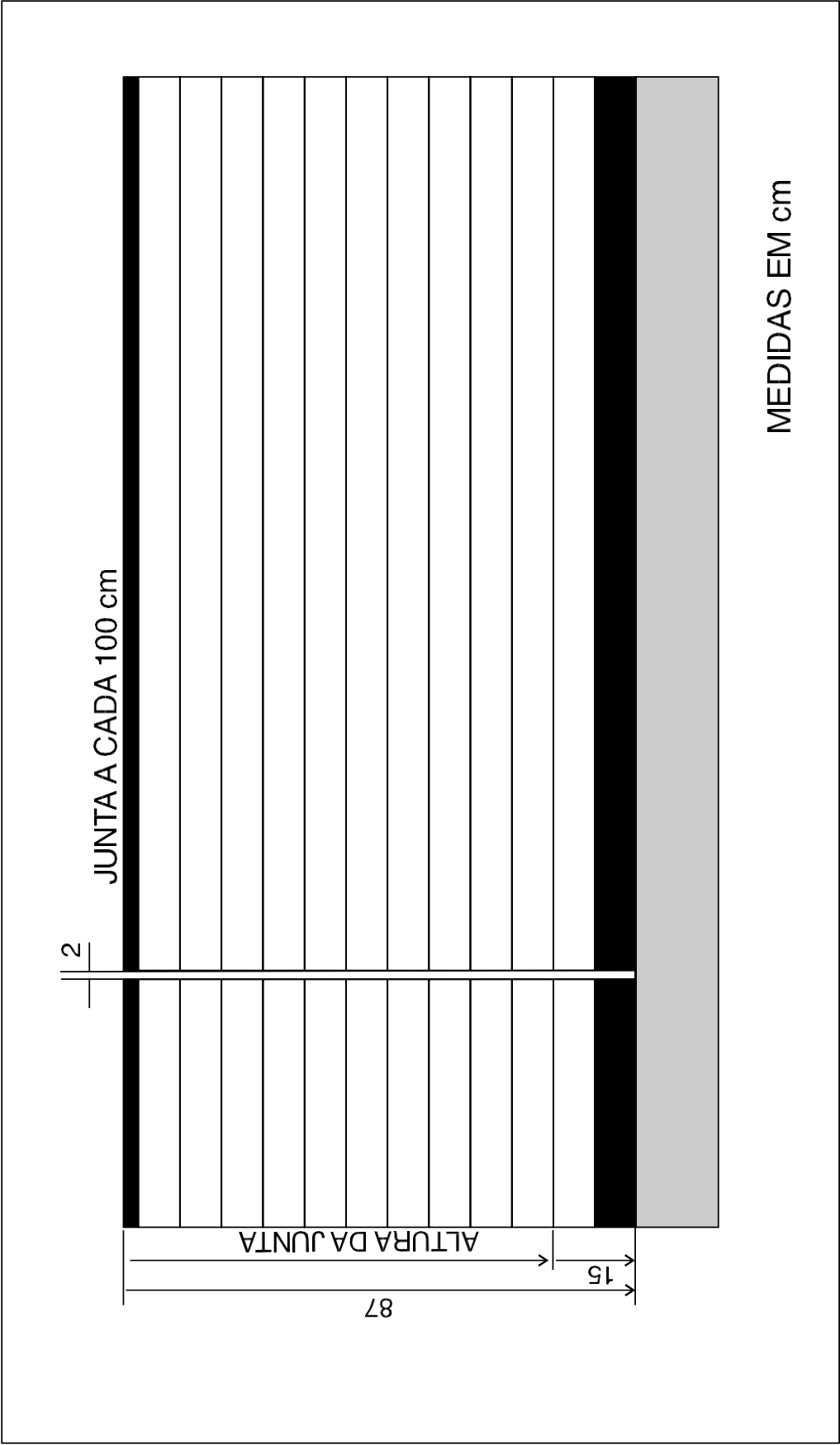


Figura 6 - DETALHE DA BARREIRA MOLDADA NO LOCAL

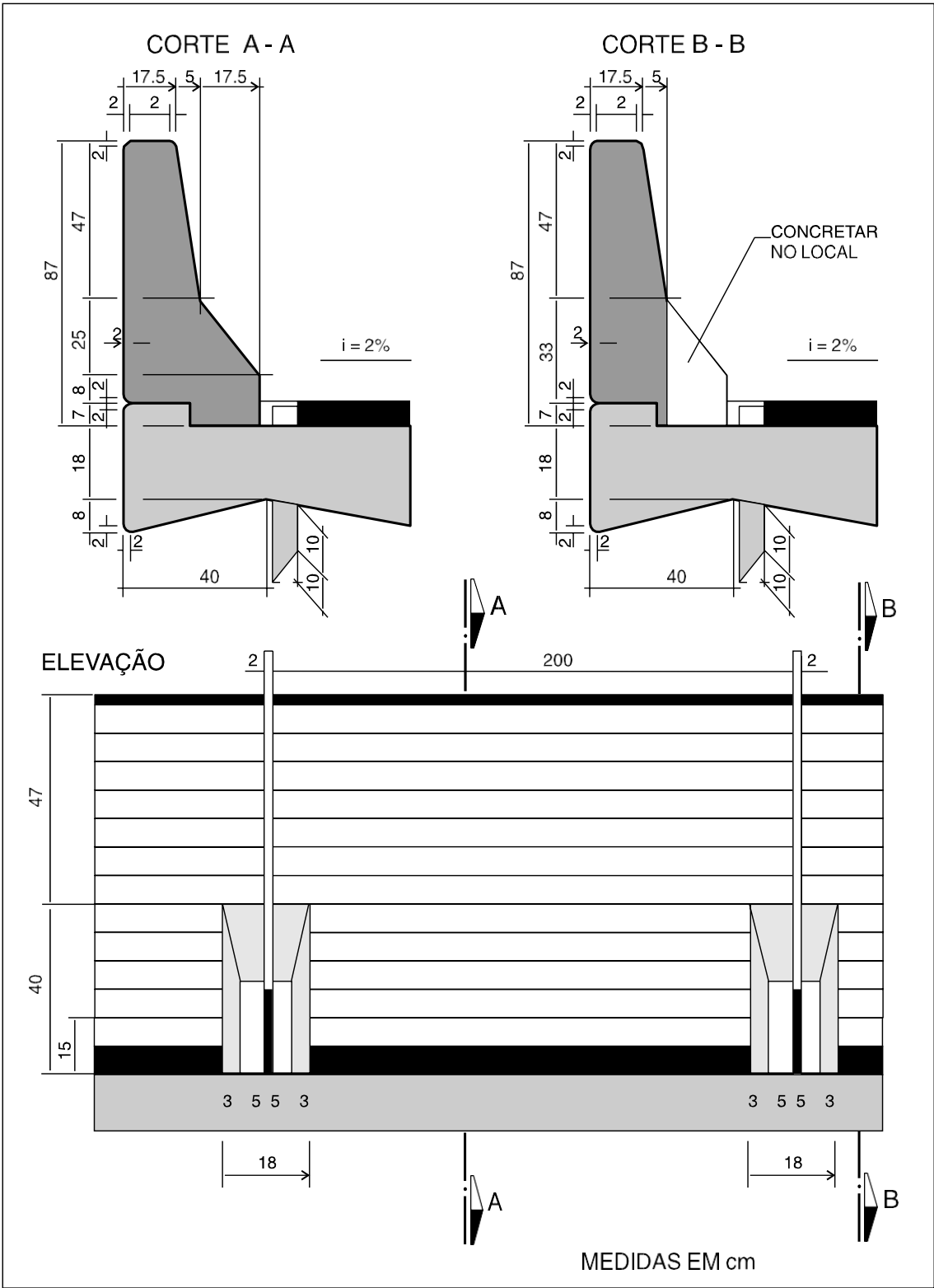


Figura 7 - DETALHE DA BARREIRA PRÉ-MOLDADA

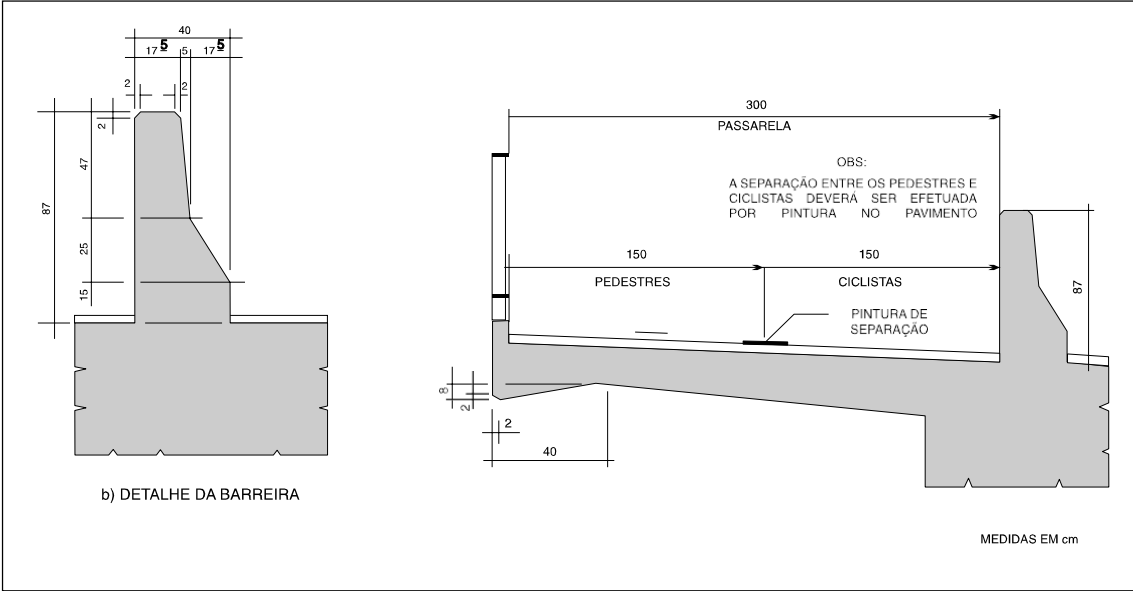


Figura 8 - SECÇÃO TRANSVERSAL FAIXAS DE PEDESTRES E CICLISTAS

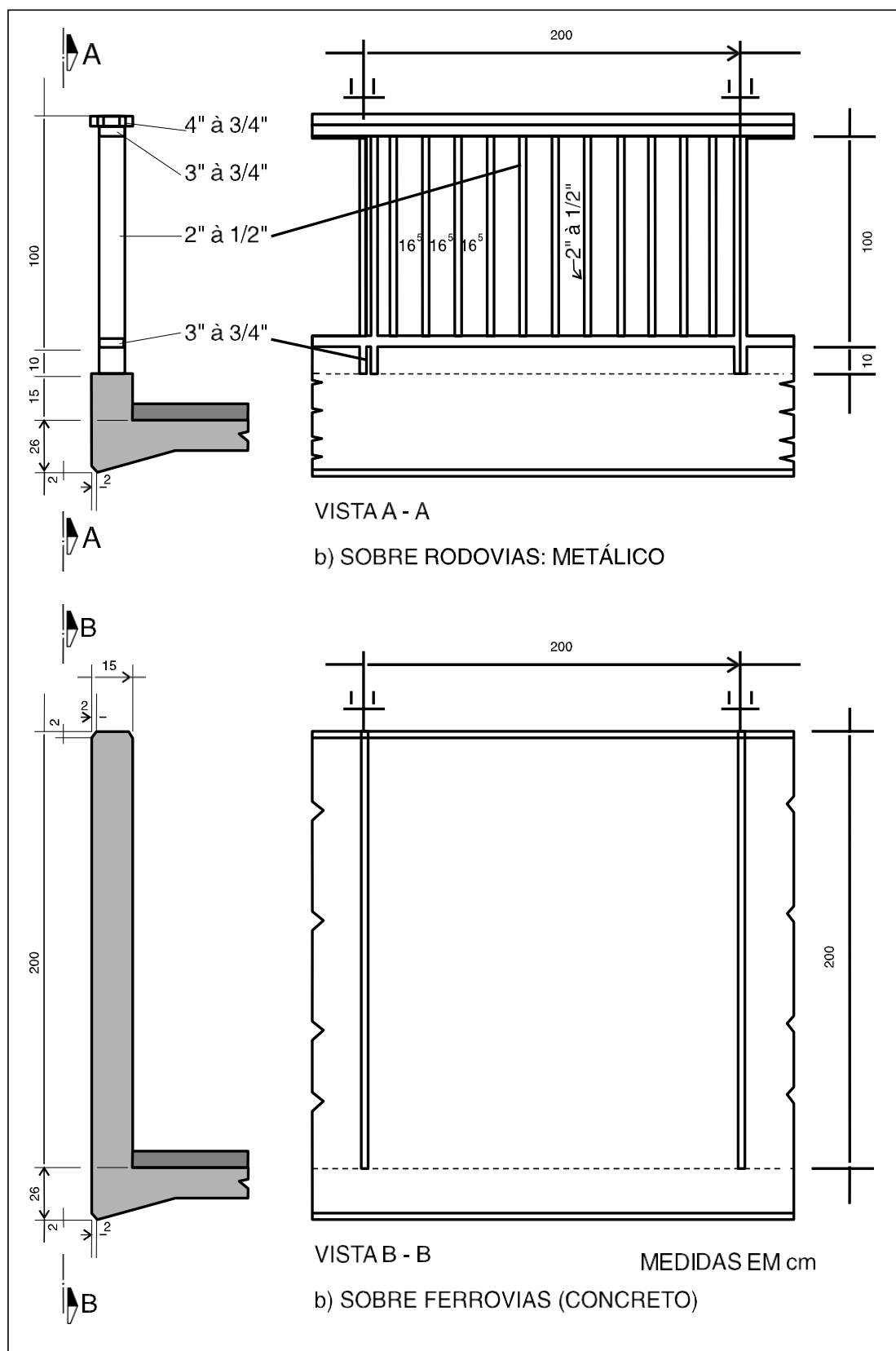


Figura 9 - GUARDA-CORPO - DETALHES

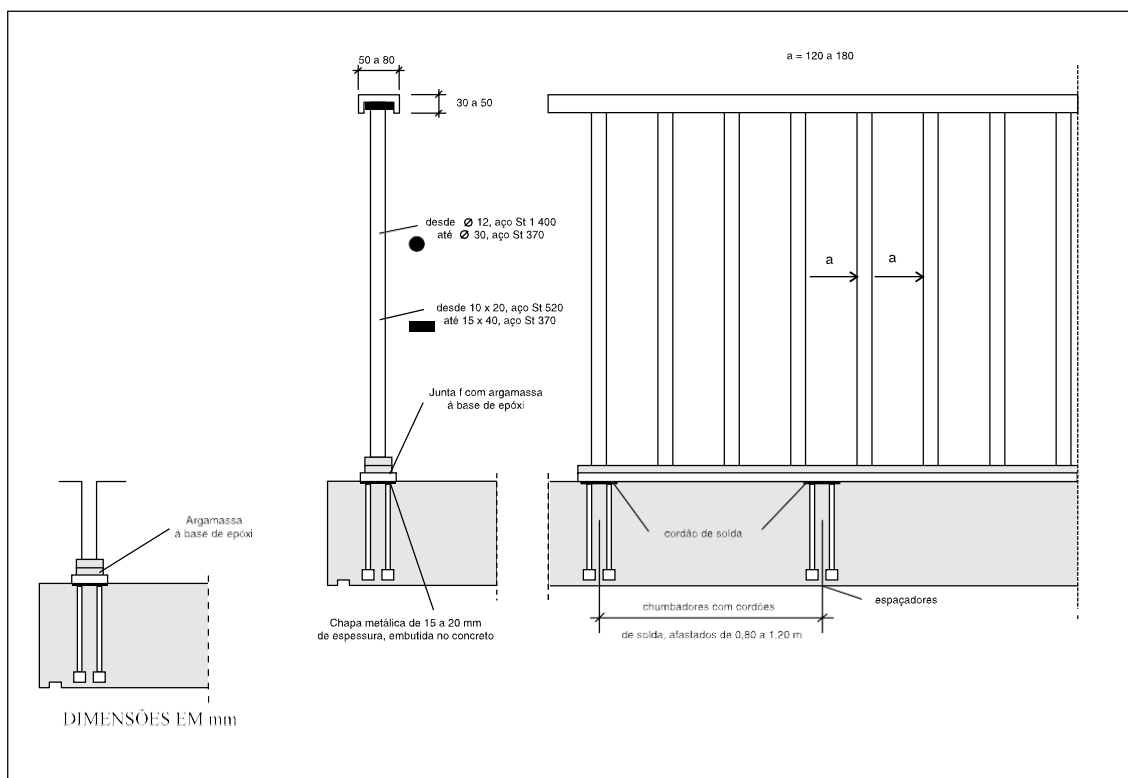


Figura 10 - Guarda-corpo de passeios constituído de barras verticais iguais. Fixação em chapa metálica embutida no concreto

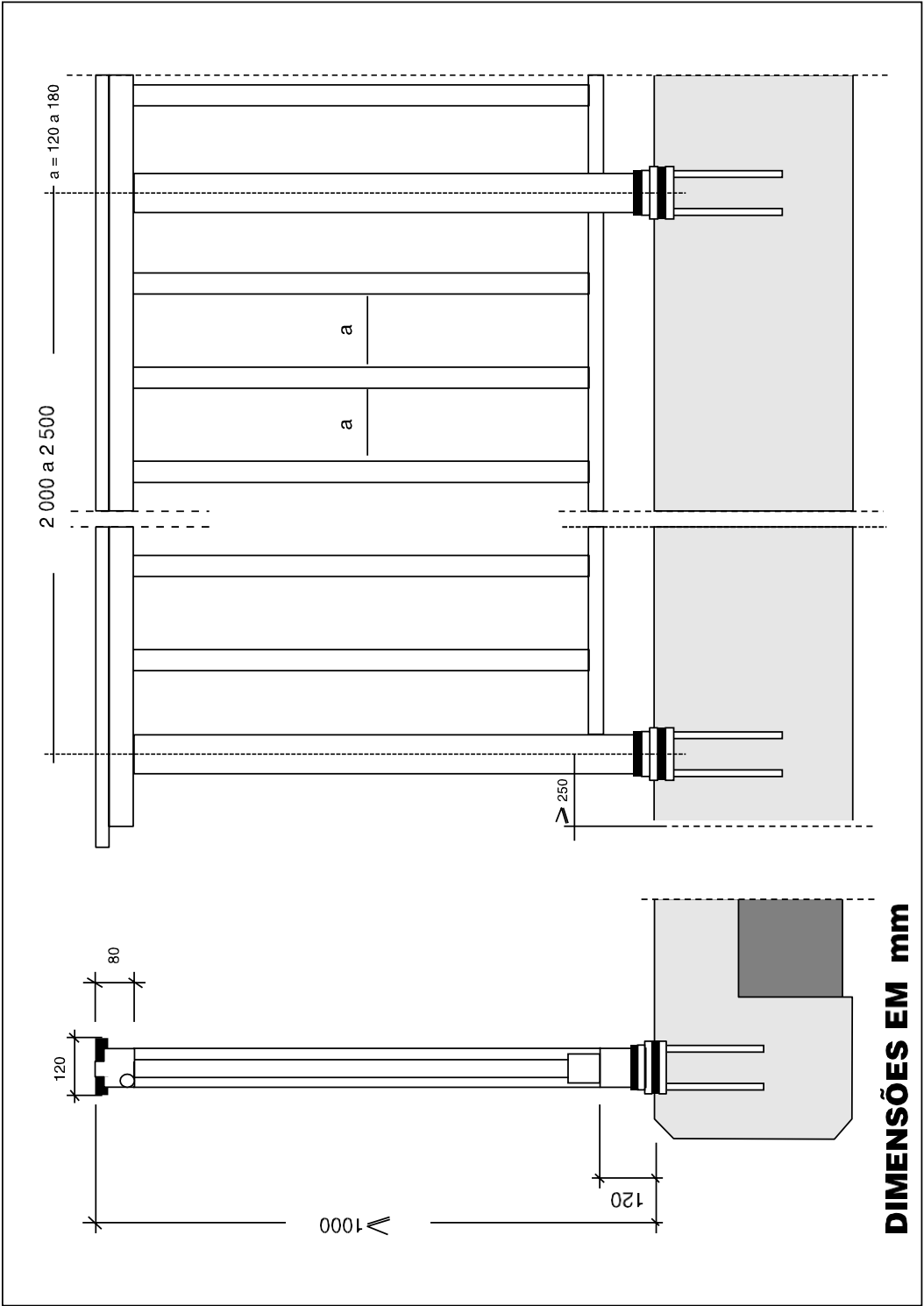


Figura 11 - Guarda-corpo com montantes e barras verticais de composição, para pontes rodoviárias; corrimão com cabo de aço embutido

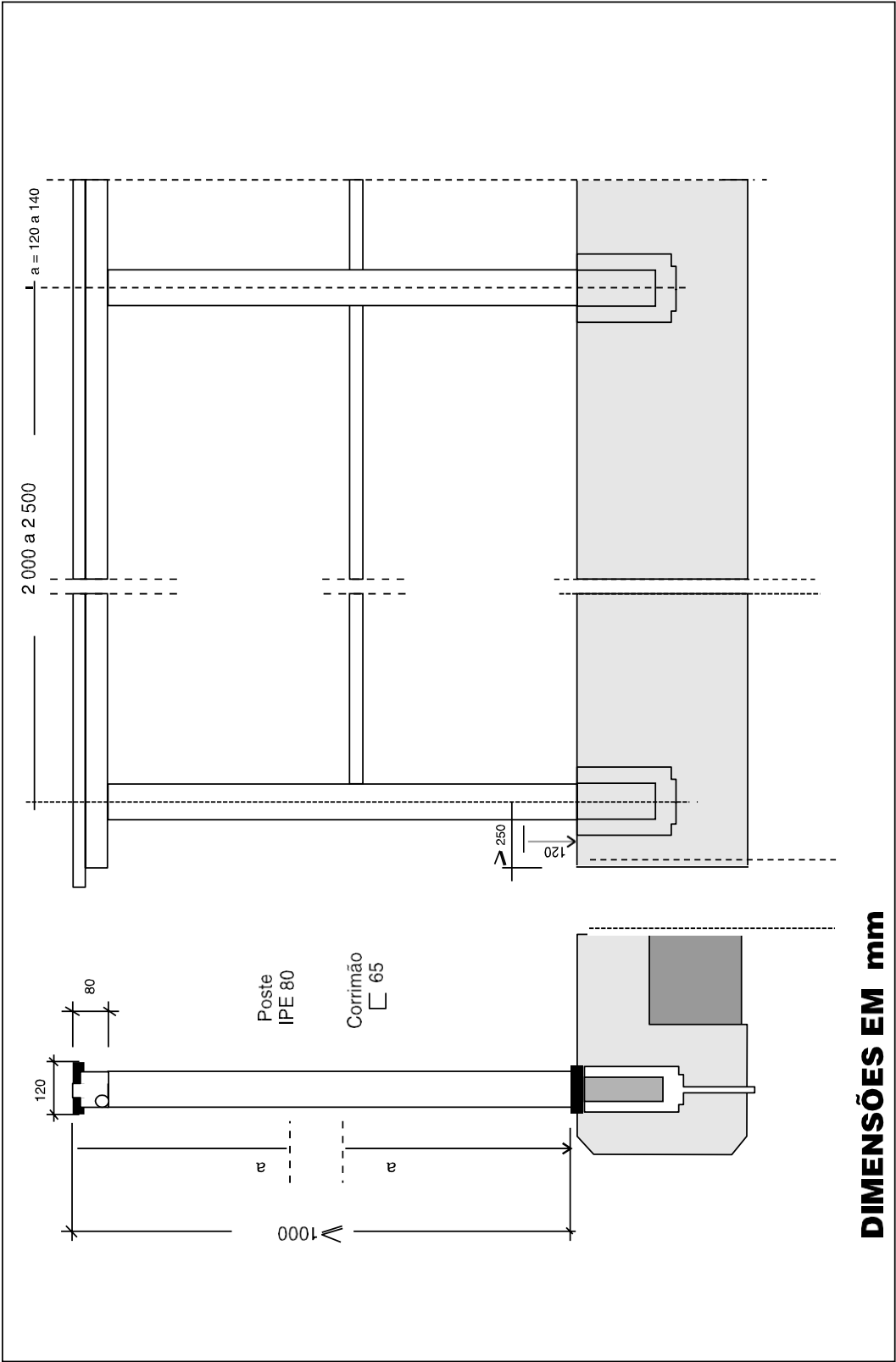
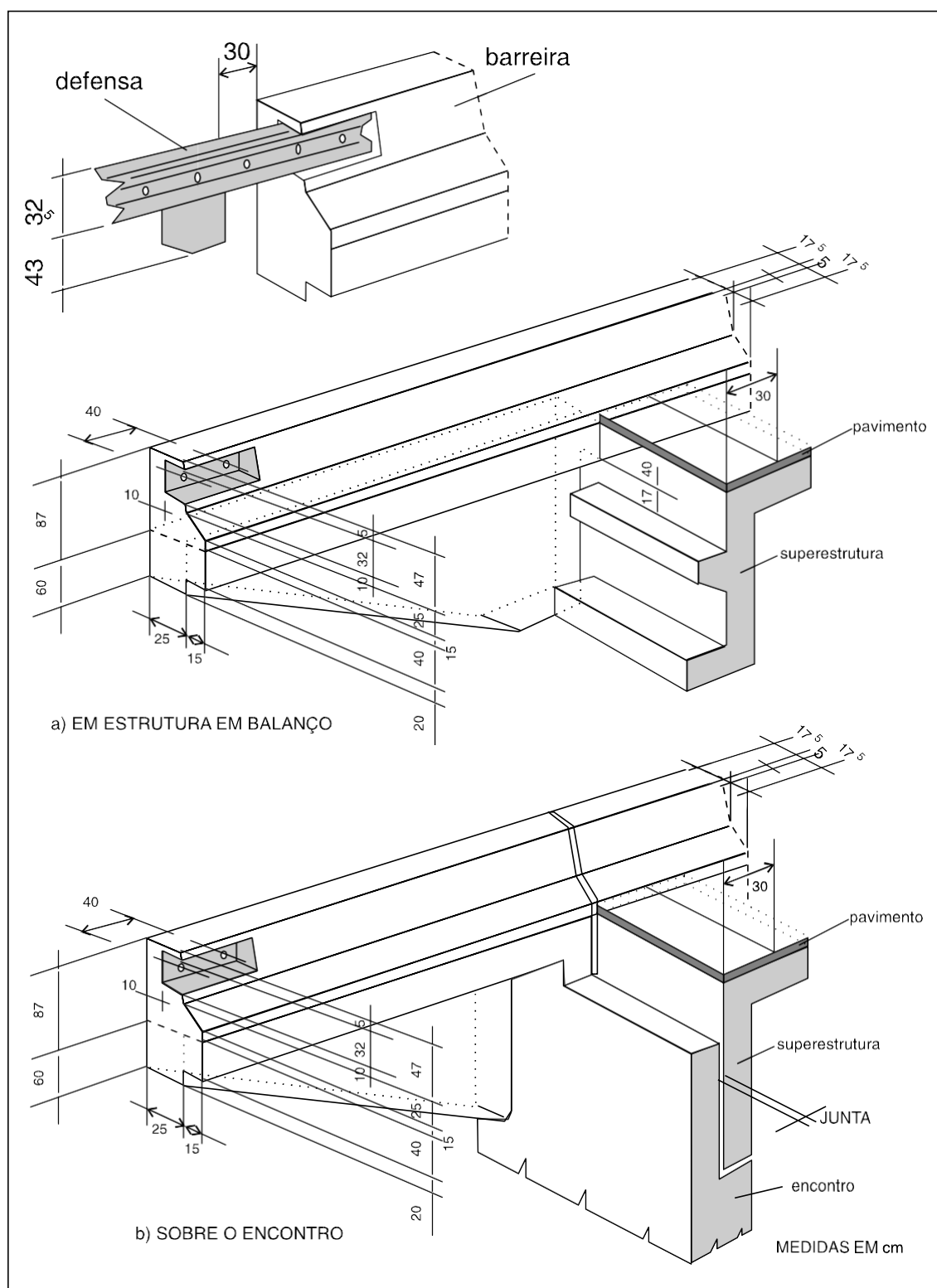


Figura 12 - Guarda-corpo de alumínio para pontes rodoviárias, com corrimão facetado



**Figura 13 - DETALHE DE TRANSIÇÃO
ENTRE BARREIRA E DEFENSA**

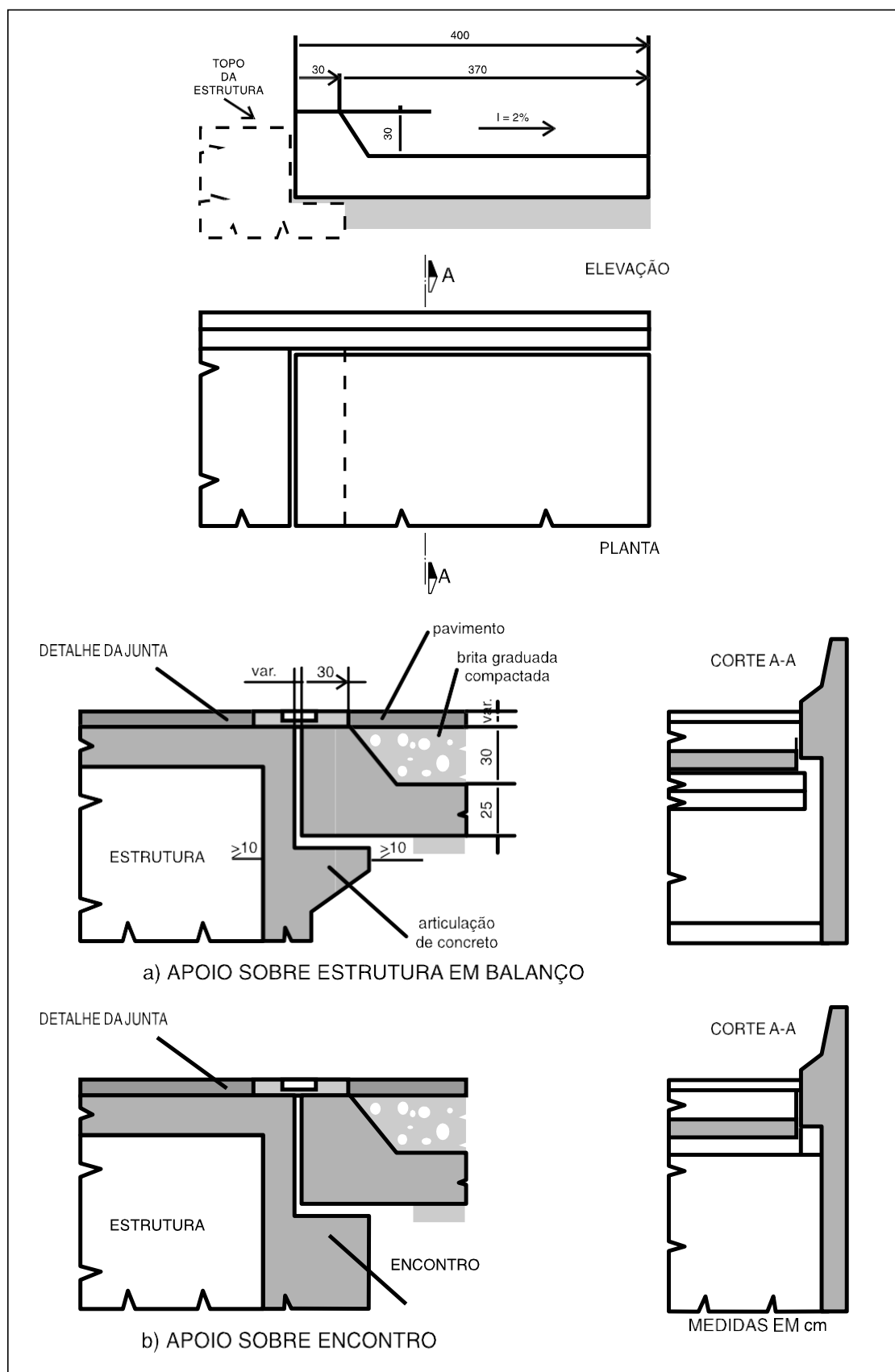


Figura 14 - LAGE DE TRANSIÇÃO

b - Cálculo

Na impossibilidade de se efetuar o cálculo segundo teoria exata de placas apoiadas em meio elástico, o projeto poderá ser simplificado da seguinte forma:

- considerar-se-á uma laje teórica simplesmente apoiada, de vão livre igual ao comprimento da laje de transição e bordas livres na outra direção, determinando-se a armadura inferior para os esforços assim obtidos;
- a armadura superior deverá ser constituída por uma malha, igual nas duas direções, e de seção transversal igual à menor armadura da fibra inferior, calculada de acordo com o que foi acima exposto;
- para o cálculo das solicitações na estrutura onde se apoia a laje de transição, o esquema estrutural a ser adotado é o indicado na Figura 15.

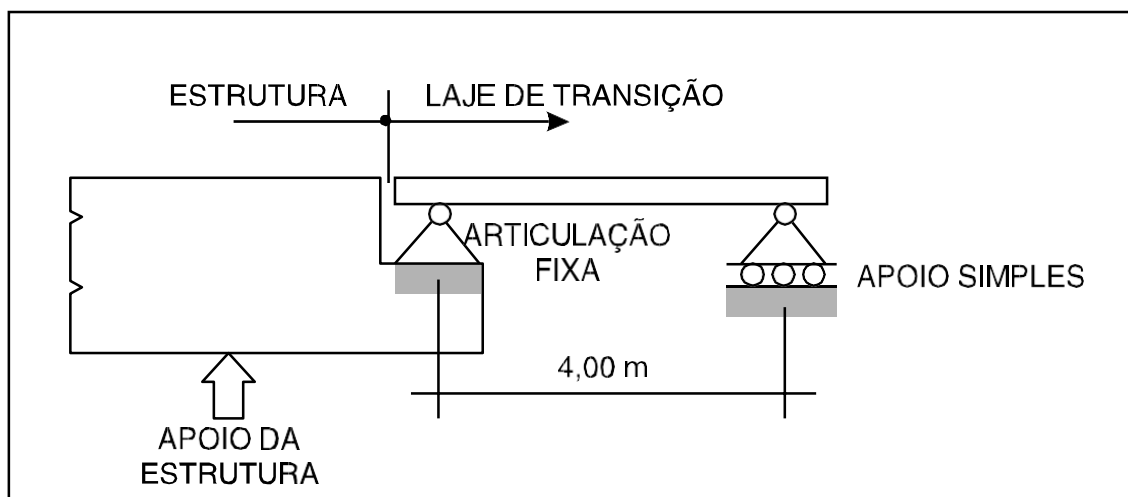


Figura 15 - ESQUEMA ESTRUTURAL DA LAJE DE TRANSIÇÃO

Os esforços de carga permanente da laje de transição somente deverão ser considerados quando desfavorável para a estrutura.

2.4.3.4.3 - Encontros**a - Generalidades**

Encontros são elementos estruturais que possibilitam uma boa transição entre obras-de-arte especiais e rodovias; ao mesmo tempo em que são os apoios extremos das obras-de-arte, são elementos de contenção e estabilização dos aterrosde acesso.

Dependendo de seu porte, de suas fundações e do tipo de contenção que proporcionam, os encontros podem ser classificados, basicamente, em dois tipos:

- Encontros Leves
- Encontros de Grande Porte

b - Encontros Leves

Há três possibilidades principais de serem utilizados encontros leves:

- Projetando a Obra-de-arte até o Coroamento dos Aterros

Neste caso, o aterro cai livremente e pode ser executado posteriormente à construção da obra-de-arte; as solicitações decorrentes da estabilização dos taludes são relativamente pequenas e as fundações dos pilares serão compatíveis com as características geotécnicas do terreno natural.

Havendo conveniência de tornar estes encontros ainda mais leves, pode-se anular os empuxos dos aterros sobre os pilares desde que se façam, nos aterros compactados, patamares horizontais de, no mínimo, quatro metros; estes patamares permitem que não sejam considerados empuxos de terra atuando em pilares mergulhados em taludes de queda livre, em larguras correspondentes a três vezes as larguras das faces expostas.

A Figura 16 ilustra um tipo de encontro leve sem patamar de equilíbrio e a Figura 20 ilustra um tipo de encontro leve com patamar de equilíbrio.

- Projetando a Obra-de-arte até o Coroamento de Cortes Estáveis

A Figura 17 ilustra este tipo de encontro leve, constituído de uma parede frontal, de pequena altura e fundações diretas, e complementado por alas e placa de transição.

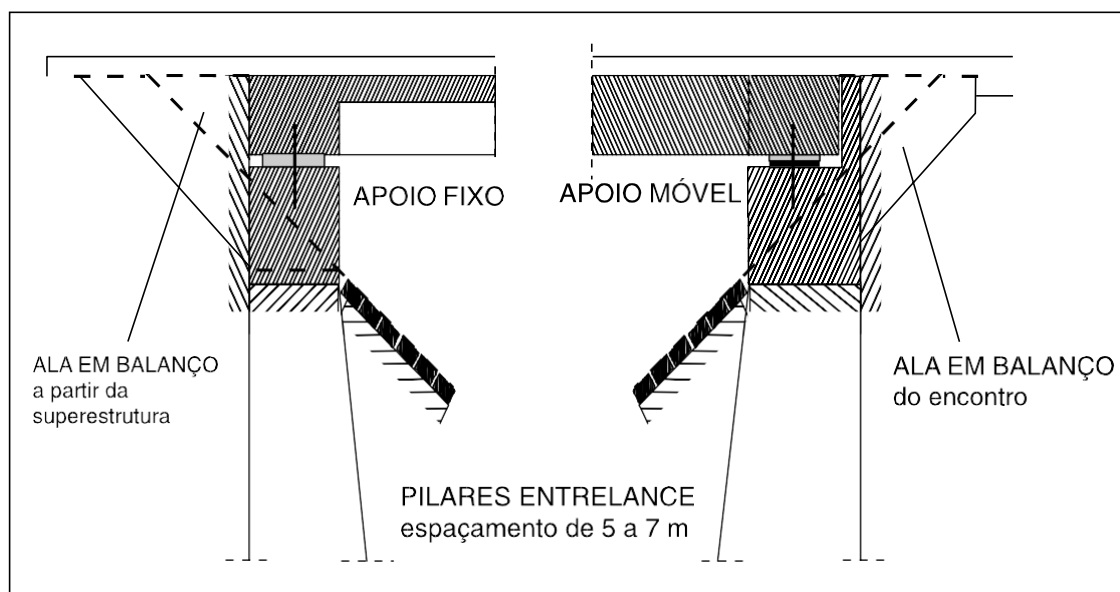
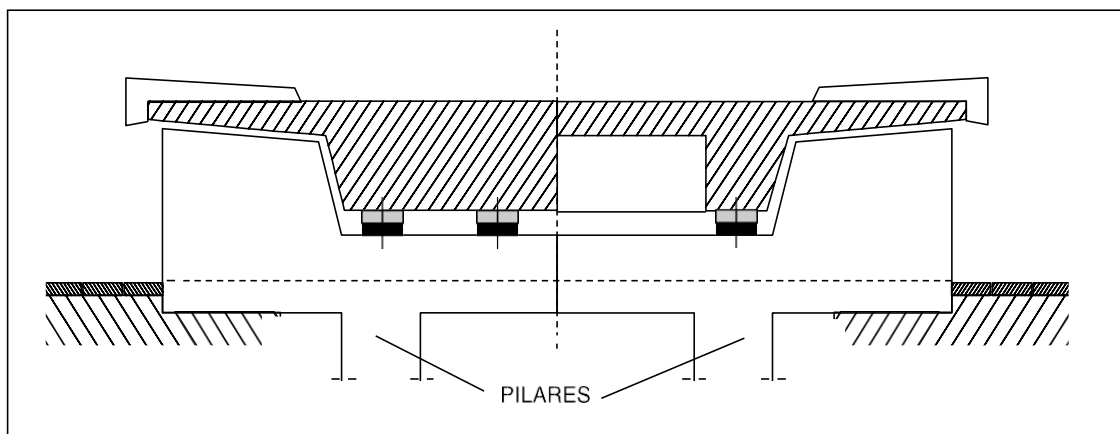


Figura 16 - TIPOS DE ENCONTROS LEVES SEM PATAMAR DE EQUILÍBRIO



**Figura 17 - ENCONTRO COLOCADO NA PARTE SUPERIOR DO TALUDE DO ATERRO.
As alas ficam penduradas no encontro.**

- Executando os Aterros de Acesso antes da Construção da Obra-de-arte Especial

Os aterros de acesso, inclusive os de grande altura, se executados em condições ótimas de compactação e controle rigoroso, sobre terrenos com boa capacidade suporte e que, além disso, estejam devidamente protegidos contra solapamentos e erosões, aceitam encontros leves desde que, a favor da segurança, as fundações, em estacas ou tubulões, sejam em terreno natural.

c - Encontros de Grande Porte

Estes encontros, estruturas de custo unitário muito superior ao da obra-de-arte que complementam, somente se justificam em pontes longas que transmitem grandes forças horizontais ou com aterros altos e executados posteriormente à construção da ponte.

Os aterros de acesso, cuja estabilidade não possa ser garantida, por dificuldades de execução ou por eventuais solapamentos e erosões, podem provocar grandes solicitações nos encontros, caso eles não sejam convenientemente projetados; costuma-se dar a estes encontros, geralmente em estruturas celulares, comprimento suficiente para que o aterro caia livremente em seu interior, sem solicitar parede frontal.

A Figura 18 ilustra um tipo de encontro de grande porte.

2.4.3.4.4 - Cortinas e Alas

a - Pontes com Extremos em Balanço

As pontes com extremos em balanço são estruturas econômicas, visto que dispensam encontros e permitem, muitas vezes, reduzir vãos e número de apoios.

A transição rodovia-obra-de-arte é, de certa forma, deficiente; esta deficiência é causada, basicamente, pela má compactação dos aterros de acesso, executados após e não antes da construção da ponte e pela excessiva movimentação das extremidades dos balanços.

A melhoria da compactação e da conservação dos aterros de acesso, a utilização das placas de transição e a limitação das deformações admissíveis nas extremidades dos balanços, praticamente eliminam as restrições às obras com extremos em balanço. Na realidade, estas obras são mais sensíveis à má execução dos aterros de acesso, fator aliás que também torna impraticável a utilização de encontros leves.

Nas pontes com extremos em balanço, a transição rodovia-obra-de-arte é efetuada apenas com as cortinas, alas e lajes de transição.

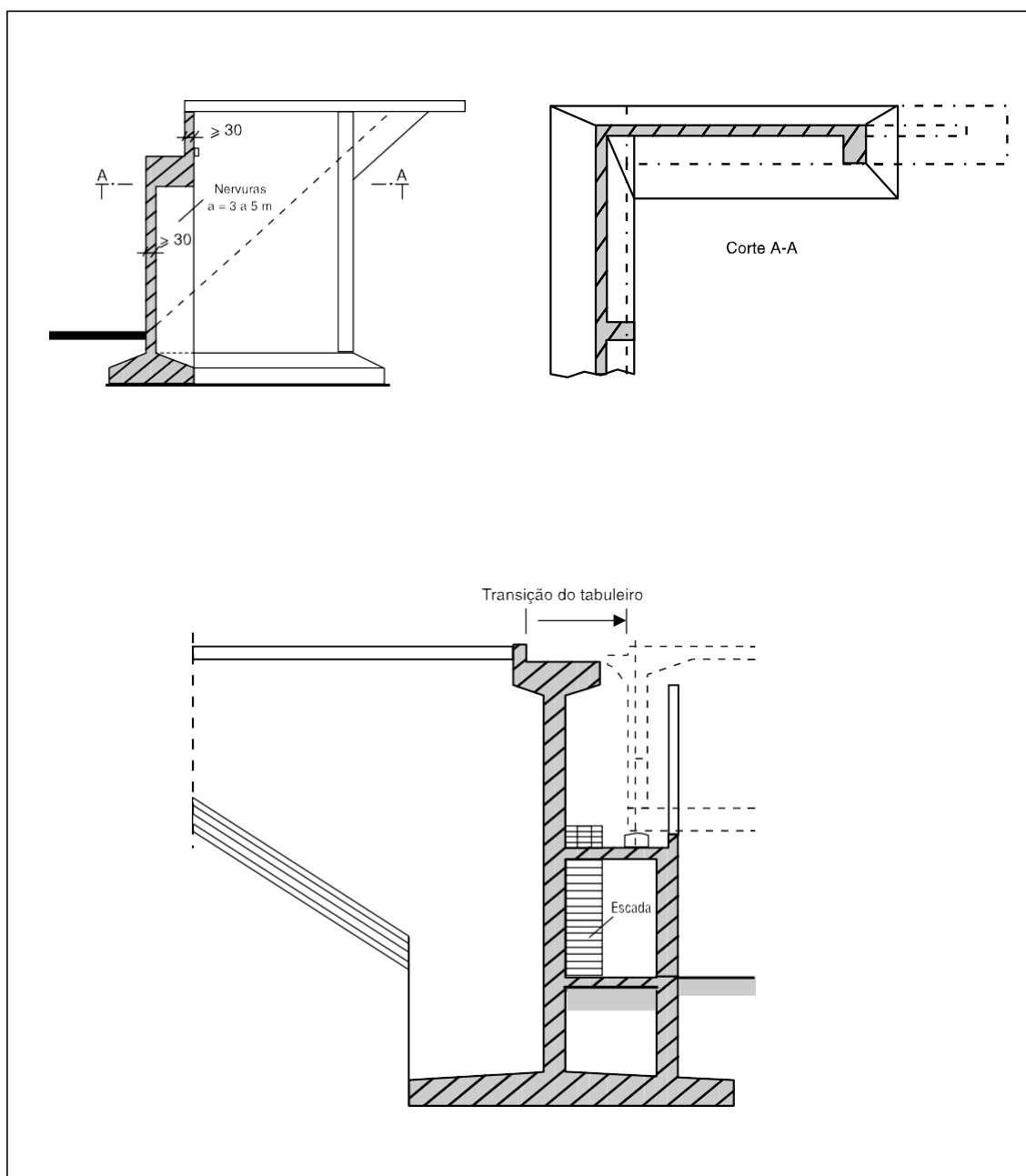


Figura 18 - ENCONTRO DE UMA GRANDE PONTE RODOVIÁRIA
(Ponte sobre o Kocher em Gelslingen)
(O reaterro não está indicado)

b - Cortinas

As cortinas são transversinas extremas, dotadas, no lado externo, de um ou dois dentes ao longo de todo o seu comprimento; o dente superior, obrigatório, suporta a laje de transição e o inferior, aconselhável, define melhor a contenção do aterro e as armaduras das cortinas.

Em virtude do esquema estrutural adotado para as lajes de transição, da proximidade dos eixos do veículo-tipo e para evitar artifícios de cálculo que reduzam demasiadamente a atuação da carga móvel sobre as cortinas, recomenda-se que estas sejam dimensionadas para um trem-tipo constituído de duas cargas concentradas, afastadas de dois metros e cada uma com o valor da metade da carga do veículo-tipo, sem impacto; as solicitações de carga permanente das lajes de transição somente poderão ser consideradas quando desfavoráveis para a estrutura.

c - Alas

Alas são estruturas laminares, solidárias às cortinas e com geometria adequada para contenção lateral dos aterros de acesso.

As alas deverão ser projetadas de forma que fiquem mergulhadas, pelo menos, 50 cm no terrapleno projetado; sua espessura não deverá ser inferior a 25 cm e, de preferência, deverá confinar toda a laje de transição.

Como as barreiras rígidas de concreto devem ser prolongadas até as extremidades das alas onde se fazem as transições com as defensas metálicas da rodovia, as alas devem ter um aumento localizado de espessura, para acomodar as barreiras, e devem ser dimensionadas para absorver, além do empuxo de terra e da sobrecarga, o eventual impacto do veículo na barreira.

Havendo passeios laterais, barreiras e guarda-corpos devem ser prolongados até o alinhamento das extremidades das alas.

2.4.3.4.5 - Estabilidade dos Taludes dos Acessos

a - Estruturas com Extremos em Balanço

A Figura 19 indica um caso típico de estrutura com extremos em balanço junto ao aterro.

Se o projeto admitir a execução do aterro posteriormente à da estrutura, o vão mínimo a ser previsto entre a face inferior da estrutura e o topo do terrapleno, "h", será determinado de forma a permitir compactação satisfatória naquele trecho; os valores de $\bar{m}$ e $\bar{a}$ serão estabelecidos em função da estabilidade do talude do encontro, respeitando-se o coeficiente de segurança mínimo de 1,5; em nenhum caso o valor de $\bar{m}$ será inferior a 1,5.

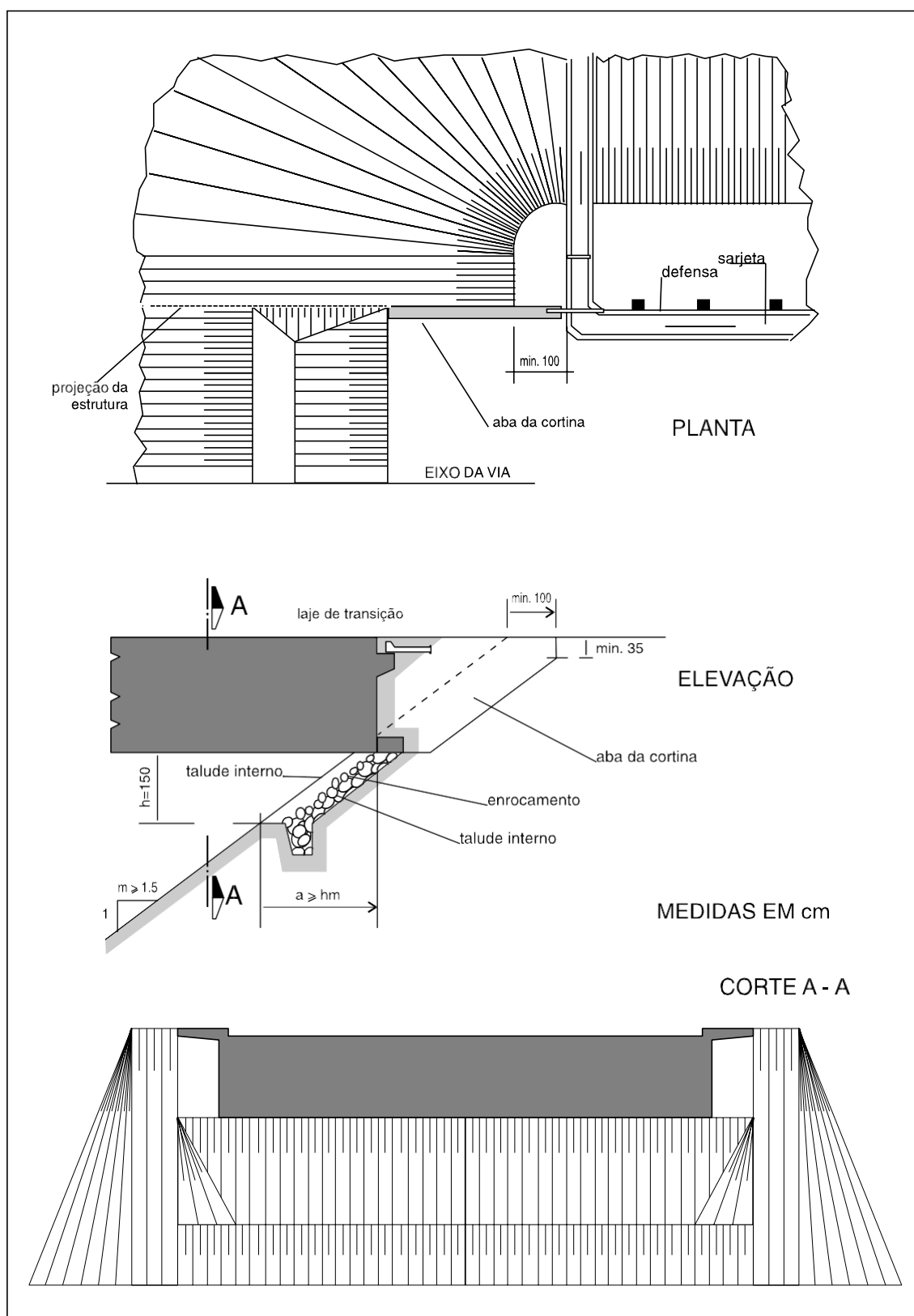


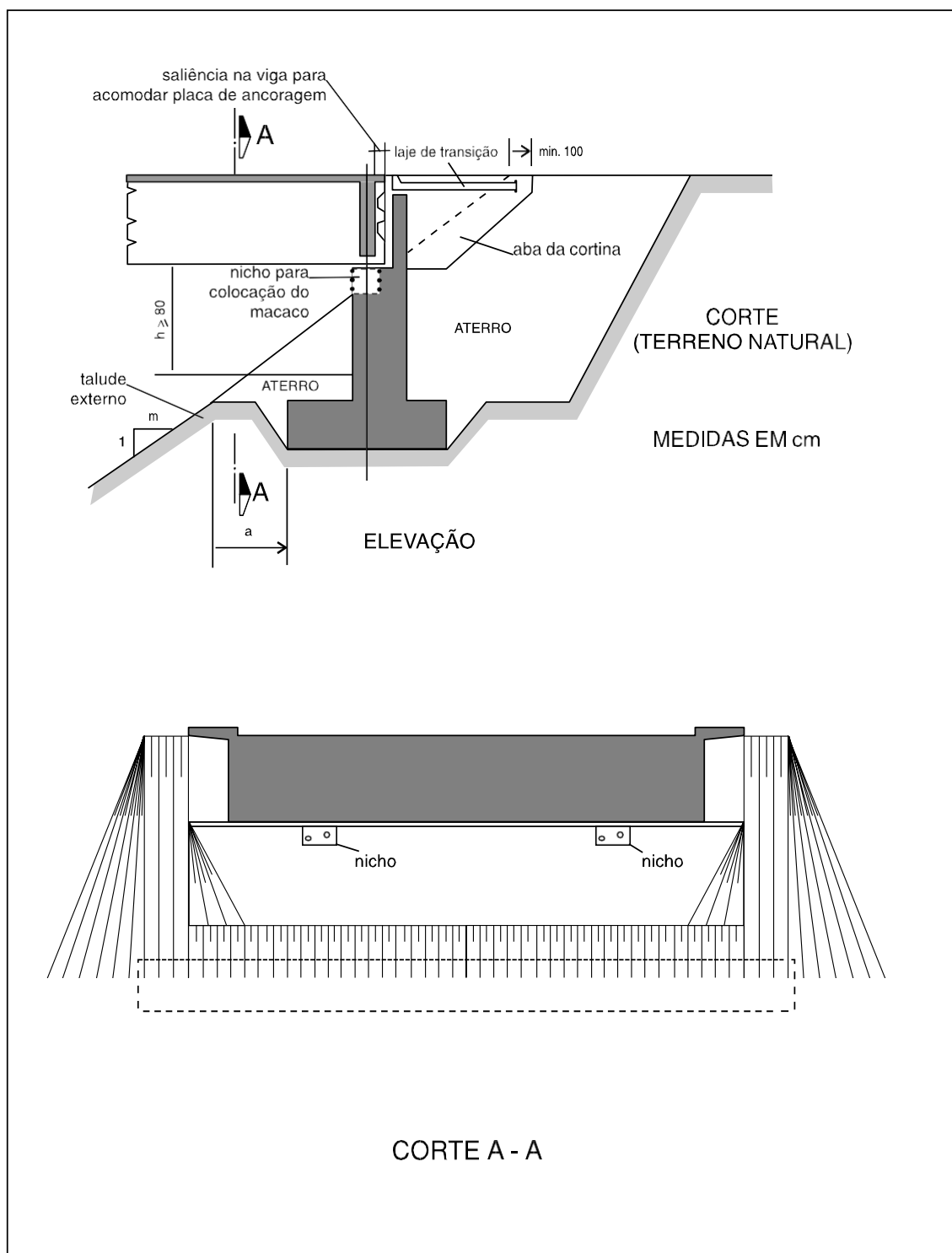
Figura 19 - DETALHE DO TALUDE - ESTRUTURA EM BALANÇO

Na região próxima à extremidade inferior da estrutura, de difícil compactação, deve ser prevista contenção do aterro sob a laje de transição através de um muro que, na forma mais simples, será constituído por enrocamento ancorado inferiormente no aterro bem compactado.

b - Estruturas Apoiadas em Encontros

A Figura 20 ilustra um caso típico de estrutura apoiada em encontro com fundações em corte no terreno natural.

Neste caso, em que a execução do aterro é necessariamente posterior à execução da estrutura e a compactação acima da cota da fundação não representa papel relevante na estabilidade do talude, o valor mínimo de h será igual a 0,80 m, adequado às operações de substituição do aparelho de apoio. Os valores de m e a serão estabelecidos em função da estabilidade global do talude, da capacidade de carga da sapata e do confinamento necessário, não se tomando para a valores menores que dois metros. Os coeficientes de segurança mínimos serão de 3 e 1,5, respectivamente para a ruptura da fundação da sapata, assente sempre sobre terreno natural, e estabilidade de talude.

**Figura 20 - DETALHES DO ENCONTRO E TALUDE**

c - Execução do Reaterro

O reaterro da região situada entre a obra e a estrada deve ser feito com material selecionado, que confira ao aterro condições satisfatórias de apoio da laje de transição com um mínimo de recalque.

Poderá ser utilizado solo-cimento em proporções tais que resulte em uma mistura homogênea e que, após compactado devidamente, apresente condições de suporte adequadas.

O teor de cimento para o ensaio de compactação pode ser dado pela tabela indicada a seguir, conforme o tipo de solo e segundo a classificação AASHTO.

Classificação de Solos Segundo a AASHTO	Teor de Cimento em Peso (%)
A1-a	5
A1-b	6
A-2	7
A-3	9
A-4	10
A-5	10
A-6	12
A-7	13

d - Proteção dos Taludes

O projeto deverá prever, sempre, proteção superficial dos taludes nos trechos da rodovia adjacentes às obras-de-arte especiais; os comprimentos desses trechos não deverão ser inferiores a três vezes as alturas dos aterros de acesso.

Dois tipos de proteção de talude deverão ser considerados:

- Trecho Situado sob a Obra-de-arte

Neste trecho, não alcançado diretamente pelos raios solares e onde a vegetação não vinga, a proteção dos taludes poderá ser constituída por placas pré-moldadas de concreto, rejuntadas, ou por alvenaria argamassada.

- Trechos Laterais

A proteção dos taludes poderá ser efetuada por vegetação adequada.

2.4.3.5 - Juntas de Dilatação

2.4.3.5.1 - Generalidades

As juntas de dilatação das obras-de-arte especiais, por exigirem tratamento com dispositivos de vida útil limitada e de substituição difícil e sempre adiada, devem ser evitadas ou, pelo menos, restringidas ao mínimo estritamente necessário.

Além disso, as juntas de dilatação têm alguns inconvenientes sérios, entre os quais estão a criação de cantos vivos que se danificam com o tráfego pesado, a quebra da continuidade da pavimentação, a obrigatoriedade de manutenção especial para remoção de detritos que tendem a se acumular nas juntas e a possibilidade de infiltração de águas pluviais contaminadas, que apressam a deterioração dos aparelhos de apoio e dos topos dos pilares.

Em estruturas contínuas, aparelhos de apoio especiais, que permitem grandes movimentações, possibilitam a eliminação das juntas de dilatação em muitas obras de grande comprimento; em estruturas constituídas de vigas pré-moldadas, a utilização das já tradicionais lajes elásticas permitem uma redução substancial de juntas de dilatação em obras longas: as juntas a cada vão podem ser reduzidas para juntas a cada quatro vãos.

Quando necessárias, as juntas de dilatação intermediárias e as situadas nos encontros deverão ser escolhidas em função da movimentação prevista após a sua colocação.

Assim, o projeto das juntas será detalhado considerando-se os efeitos residuais da retração e deformação lenta, a partir daquela data, além dos efeitos de temperatura e movimentação de apoios previstos ao longo da vida útil da estrutura.

Em todos os casos, o detalhe deverá garantir a impermeabilidade do tabuleiro, inclusive junto às barreiras, nas extremidades laterais da obra. Isto pode ser conseguido por meio de um prolongamento de 10 cm do dispositivo de junta na barreira, acompanhando a superfície lateral da mesma, internamente à obra.

2.4.3.5.2 - Tipos de Juntas

Basicamente, as juntas podem ser classificadas em dois tipos: juntas de vedação e juntas estruturais.

a - Juntas de Vedação

São juntas elásticas expansíveis, colocadas simplesmente por compressão ou por pressurização do núcleo.

Estas juntas, pela fraca resistência mecânica que possuem, somente devem ser usadas para movimentações de até 3 cm; movimentações maiores poderiam provocar aberturas de juntas que permitiriam o contato das rodas com os dispositivos de vedação, provocando sua ruína.

Como são juntas de pequena movimentação, somente devem ser colocadas quando aberturas e temperaturas atingirem condições ótimas e pré-determinadas.

A seguir estão sendo apresentados tipos de juntas de vedação, colocadas por compressão, Figura 21, e por pressurização do núcleo, Figura 22, bem como a seqüência de aplicação desse tipo de junta em obras-de-arte especiais.

b - Juntas Estruturais

São dispositivos expansíveis com resistência mecânica bastante para suportar o tráfego direto das rodas dos veículos e que permitem grandes movimentações da estrutura.

Alguns tipos dessas juntas, das mais simples às mais complexas, são apresentadas a seguir, Figuras 23 a 26.

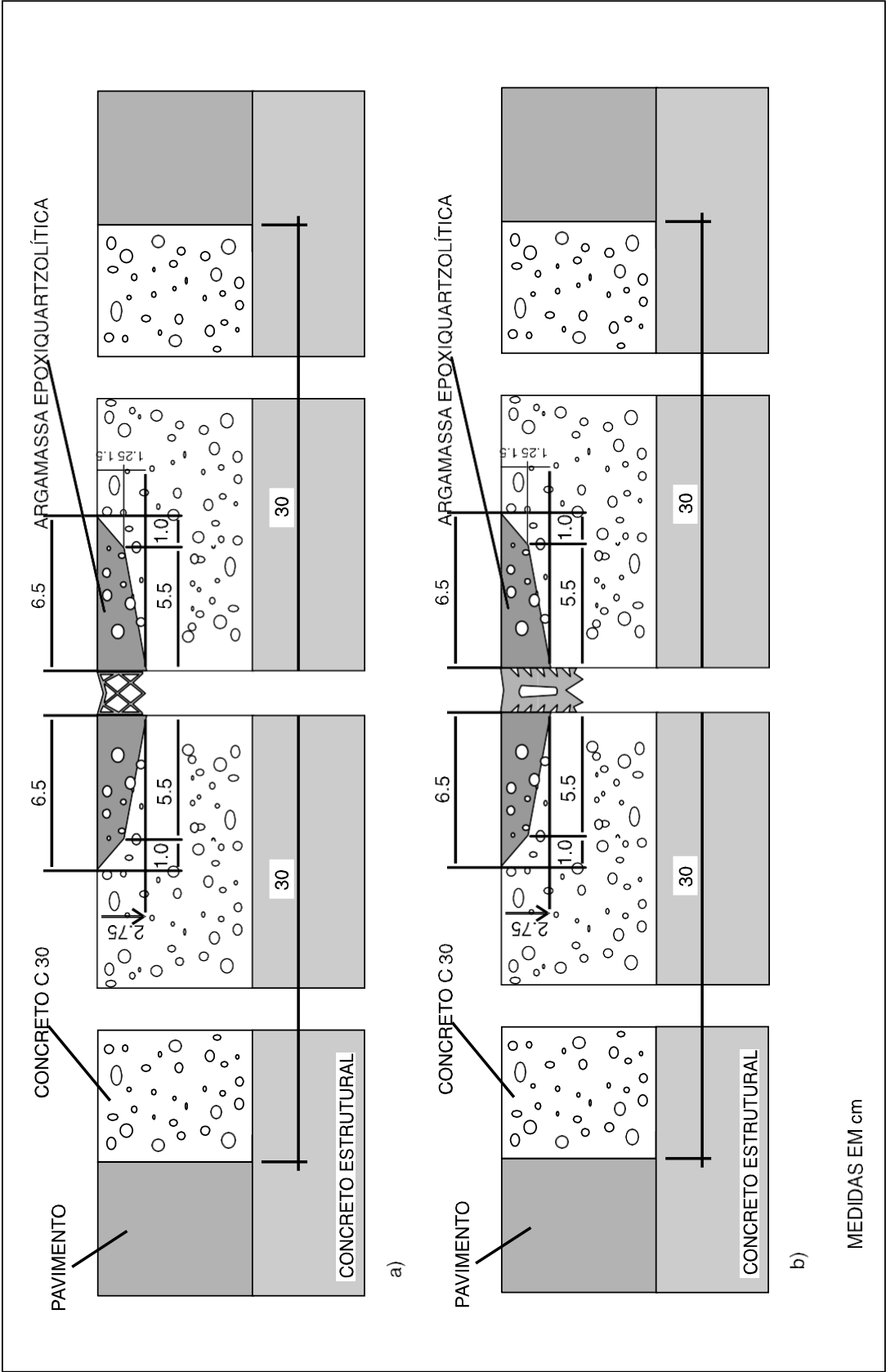
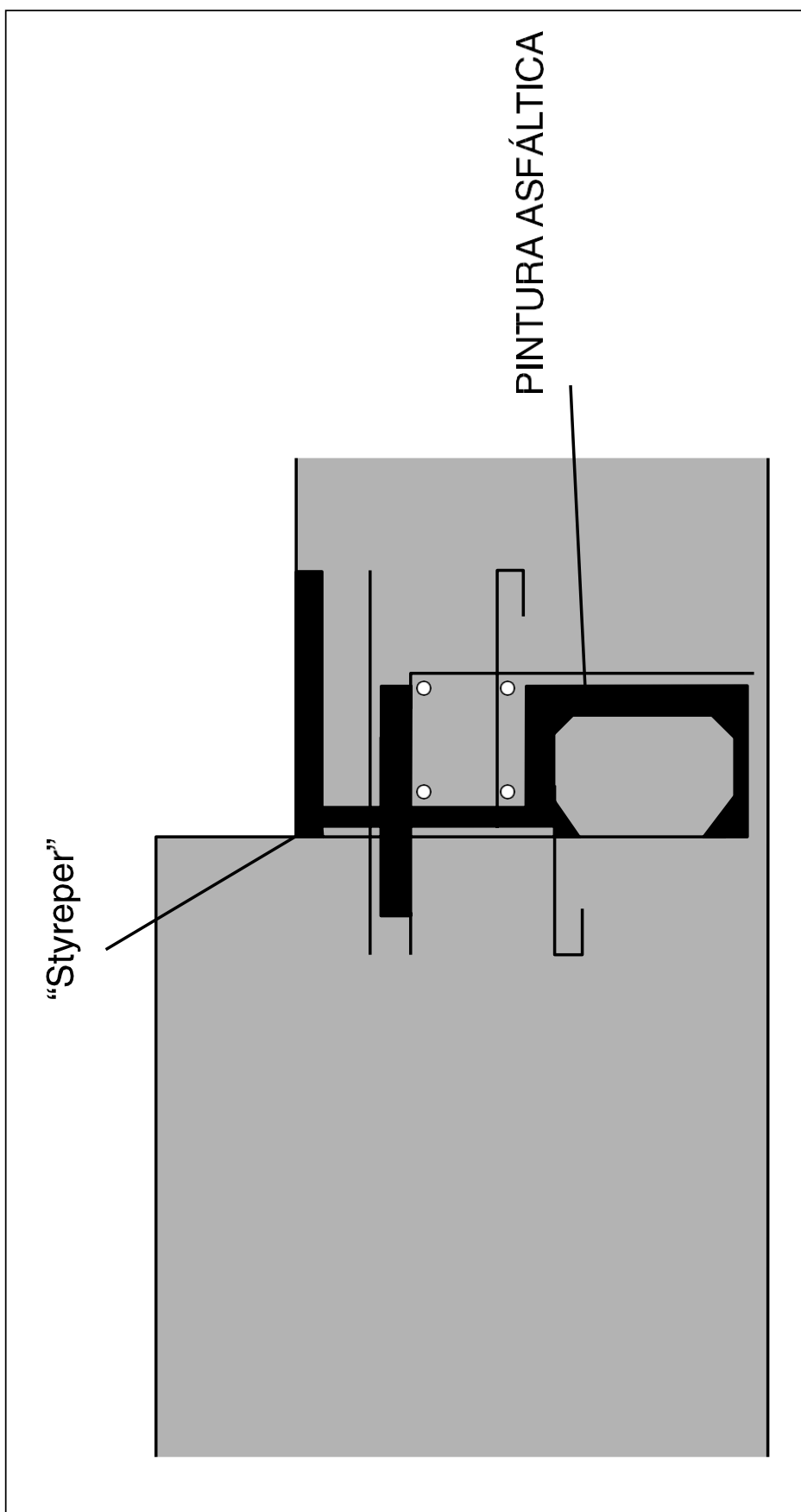


Figura 21 - JUNTAS DE COMPRESSÃO



**Figura 22 - JUNTA ENTRE A PAREDE DO ENCONTRO
E UMA ALA PARALELA**

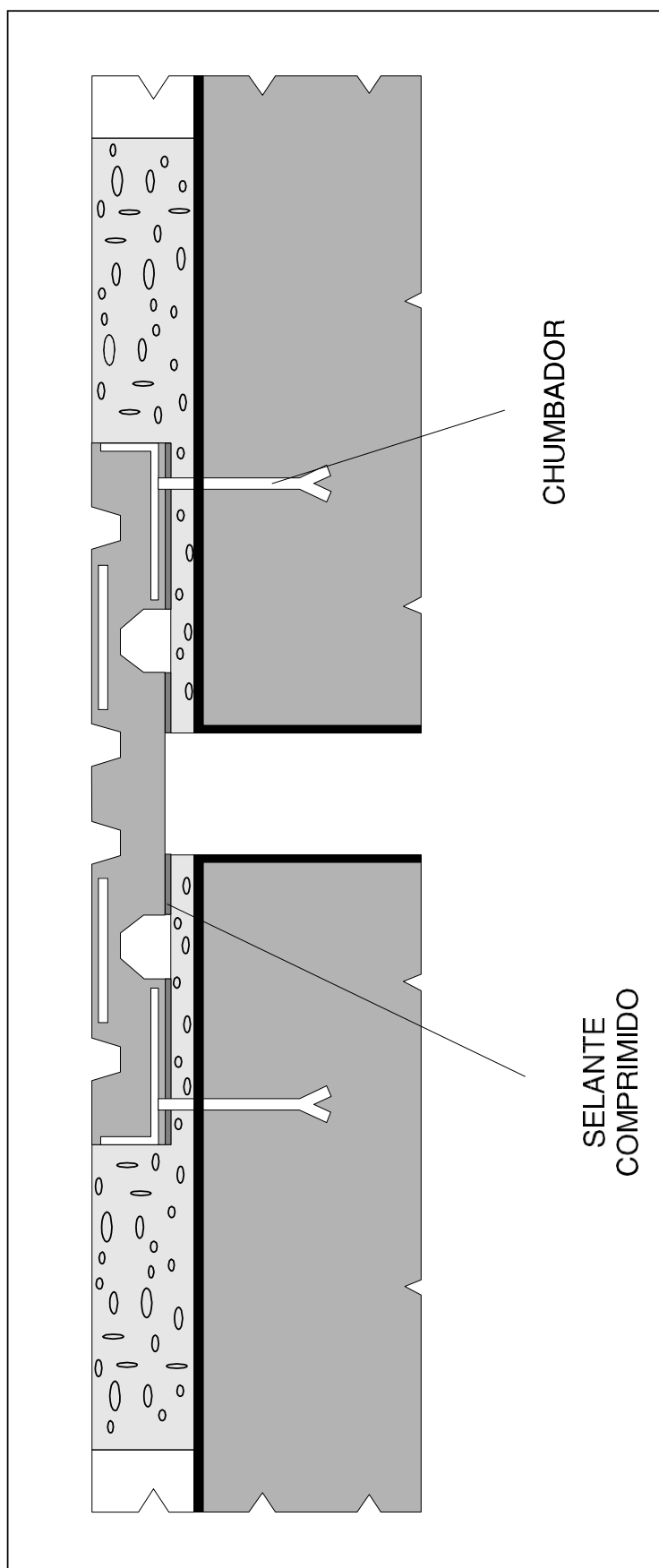


Figura 23 - JUNTA DE TRAÇÃO COMPRESSÃO

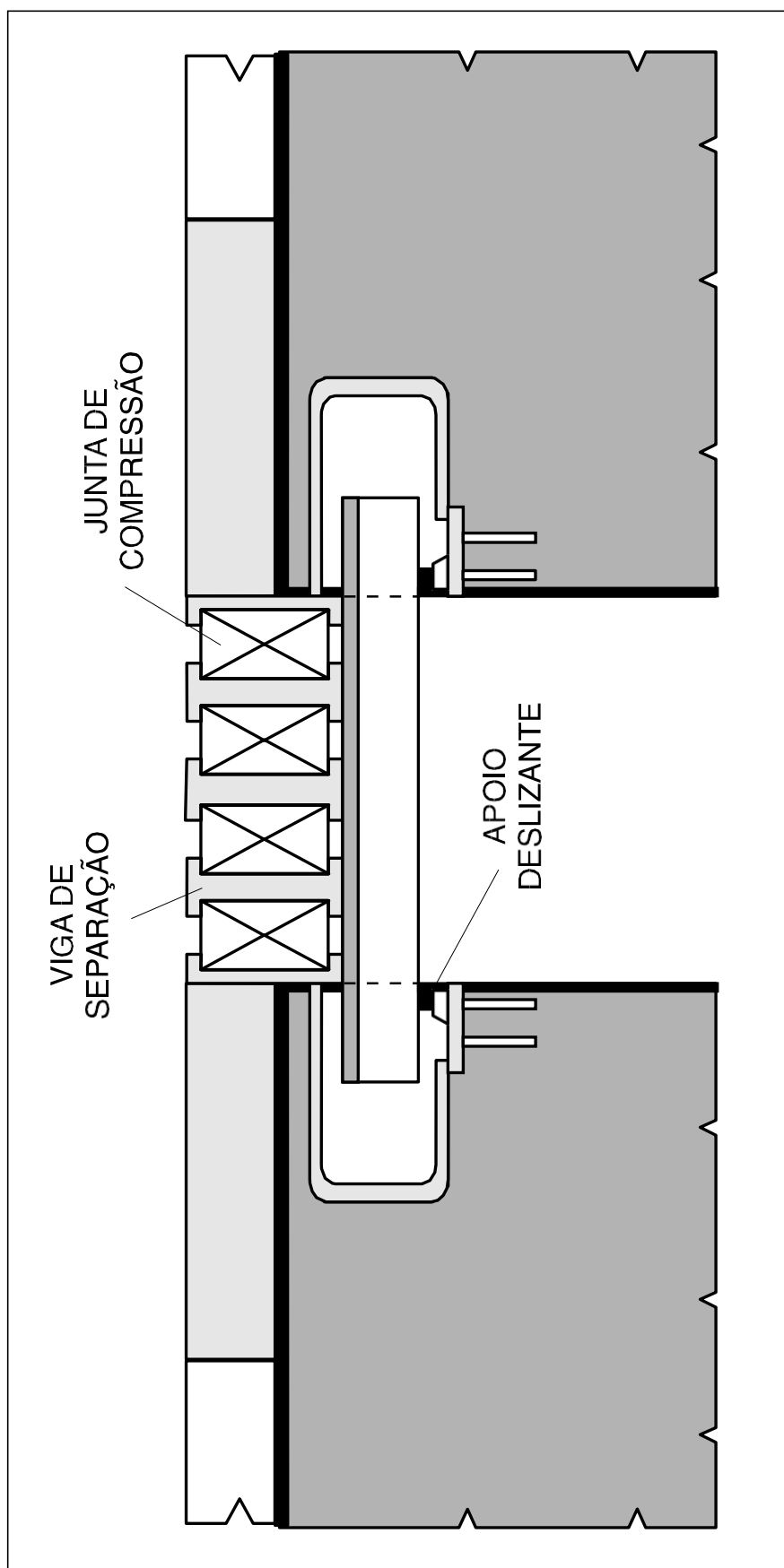


Figura 24 - JUNTA MODULAR

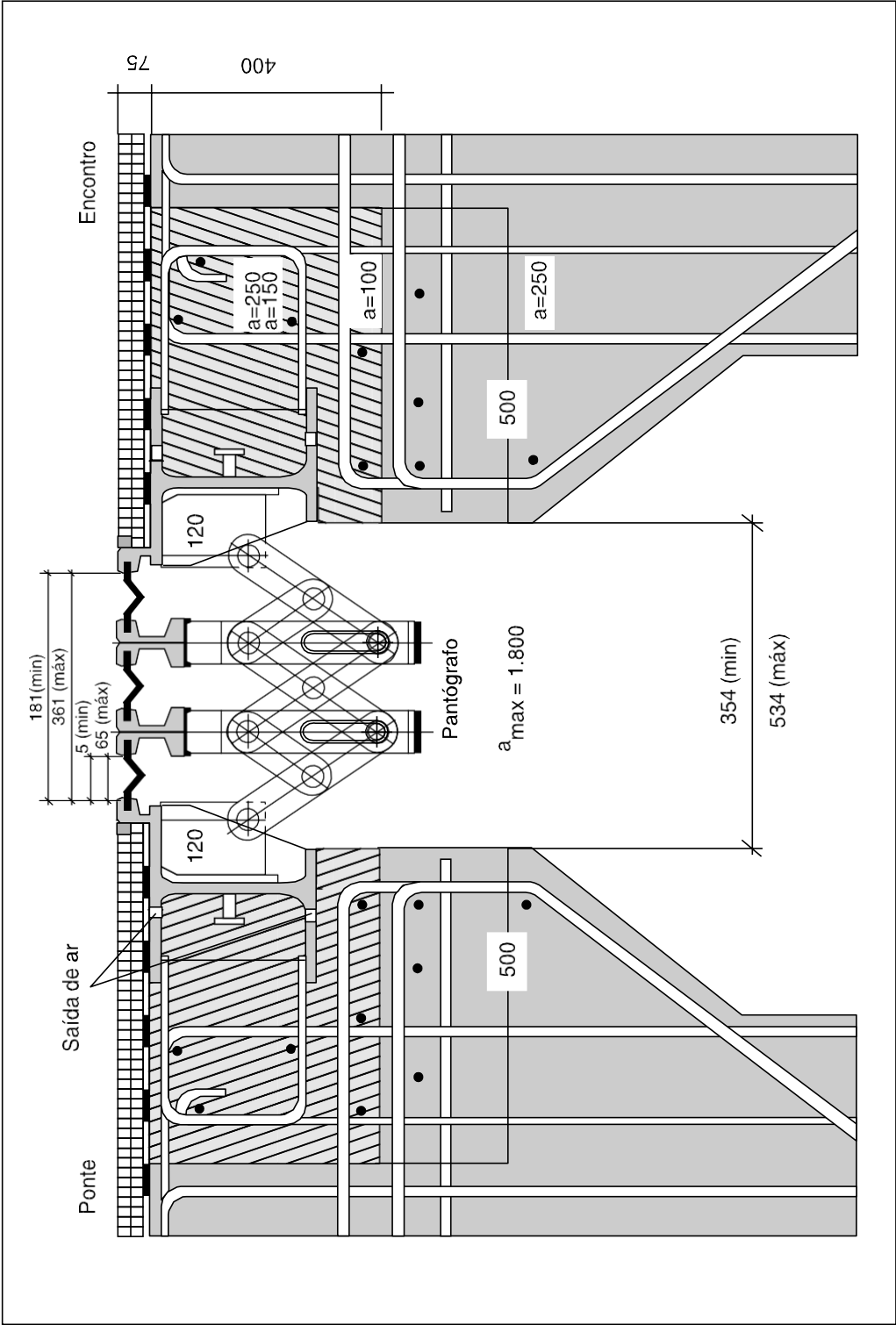


Figura 25 - JUNTA TRIPLA DO "SISTEMA RHEINSTAHL" - OS PERFIS METÁLICOS INTERNOS (TRILHOS)
São mantidos igualmente espaçados e à mesma altura, por mais de um dispositivo tipo pantógrafo. CURSO: ± 90 mm.
Pode ser executado para CURSOS de até $\sim \pm 180$

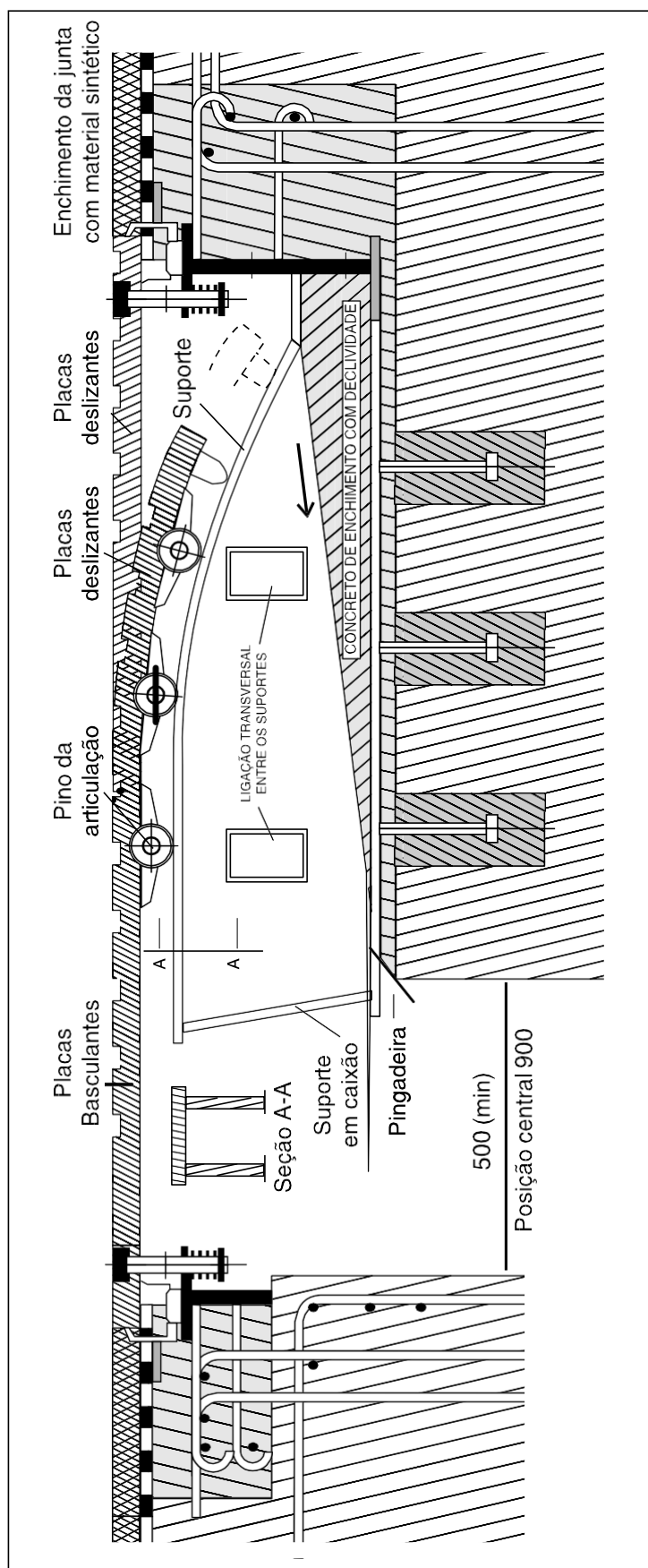


Figura 26 - DISPOSITIVO DE TRANSIÇÃO COM PLACAS DESLIZANTES Demag PARA JUNTAS MUITO GRANDES

2.4.3.6 - Princípios Básicos Para Drenagem de Tabuleiros

2.4.3.6.1 - Condições Geométricas das Obras

O projeto geométrico do greide nas imediações das obras-de-arte especiais deverá, via de regra, observar:

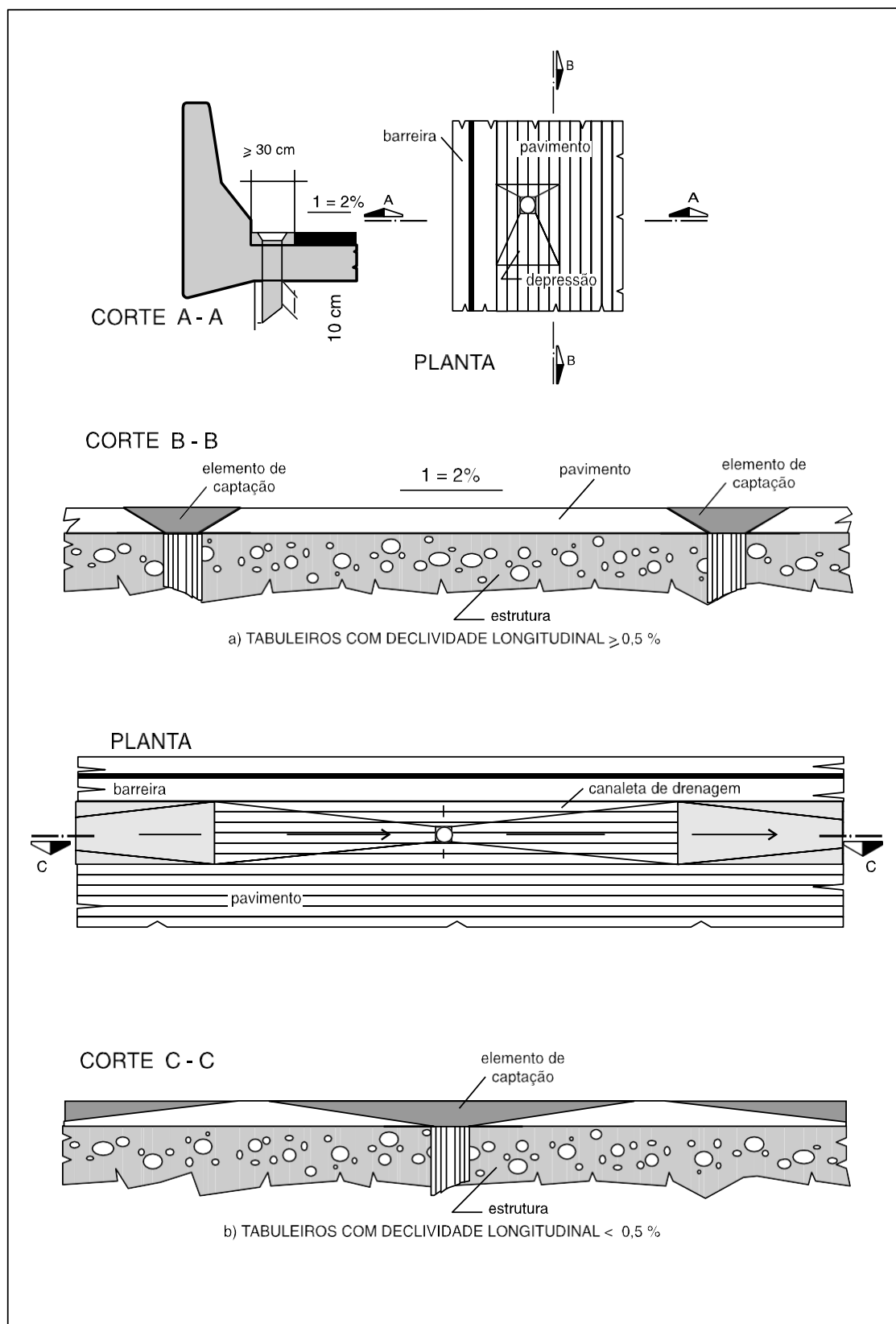
- situação que possibilite declividade única no caso de obras-de-arte curtas;
- situação de maior declividade longitudinal possível, desaconselhando-se valores menores que 0,5%.

No caso de situações favoráveis, rampa com declividade maior ou igual a 2% e comprimento menor que 50 m, a drenagem será prevista apenas por captação localizada no extremo mais baixo da obra, desde que se tenham seções transversais favoráveis, declividade transversal maior ou igual a 2%.

No caso de situações desfavoráveis, declividade longitudinal nula, ou trecho mais baixo de uma curva vertical côncava, a drenagem será projetada com o auxílio de canaleta lateral, com declividade não nula. O trecho do acostamento junto à barreira deverá ser utilizado para esta finalidade, conforme ilustrado na Figura 27.

2.4.3.6.2 - Elementos de Captação

Na impossibilidade de situar-se fora da obra-de-arte especial a captação de águas pluviais, a drenagem deverá ser resolvida pela adequada localização de elementos de captação sobre o tabuleiro. Esses elementos, com a maior capacidade de captação possível, deverão situar-se, de preferência, na faixa próxima à barreira. Quando houver possibilidade de descarga direta, em obras sobre cursos d'água ou terreno natural protegido contra a erosão das descargas, a captação será feita através de buzínos com diâmetros e espaçamentos estabelecidos em função da área de contribuição. Em geral, diâmetros de 100 mm, espaçados de 4 metros, fornecem soluções bastante conservadoras.



**Figura 27 - ELEMENTOS DE CAPTAÇÃO
CANALETA LATERAL E BUZINOTES**

Nos outros casos, como nas obras urbanas, a solução de drenagem será composta por elementos de grande capacidade de engolimento e prumadas semi-verticais. Os elementos de captação, isto é, caixas com grelhas, deverão ser dispostos próximos aos pilares, para facilidade de fixação ou da instalação embutida da prumada semi-vertical.

O diâmetro dos condutores verticais será determinado através dos valores indicados a seguir, que levam em consideração a capacidade de captação.

Área Máxima de Tabuleiro (m ²)	Diâmetro dos Condutores (mm)
80	100
180	150
320	200

Havendo interligação entre as prumadas semi-verticais, os condutos, após a interligação, poderão ter os seus diâmetros retirados dos valores indicados a seguir, valores estes baseados no estudo de escoamento em tubos de grande declividade.

Área Máxima de Tabuleiro (m ²)	Diâmetro do Condutor (mm)
290	100
780	150
1600	200

As prumadas devem ser desenvolvidas pelas faces externas dos pilares; os casos em que a prumada for projetada embutida no pilar, por exigência estética, são considerados exceções a serem estudadas particularmente.

As prumadas, utilizadas basicamente em viadutos, serão ligadas, no pé do pilar, a elementos de drenagem que, na forma mais usual, são galerias de águas pluviais, valetas, sarjetas, canaletas ou caixas ligadas a bueiros.

A Figura 28 apresenta prumadas típicas aplicadas a vários tipos de seção transversal; a Figura 29 fornece detalhes de captação em caixas com grelhas.

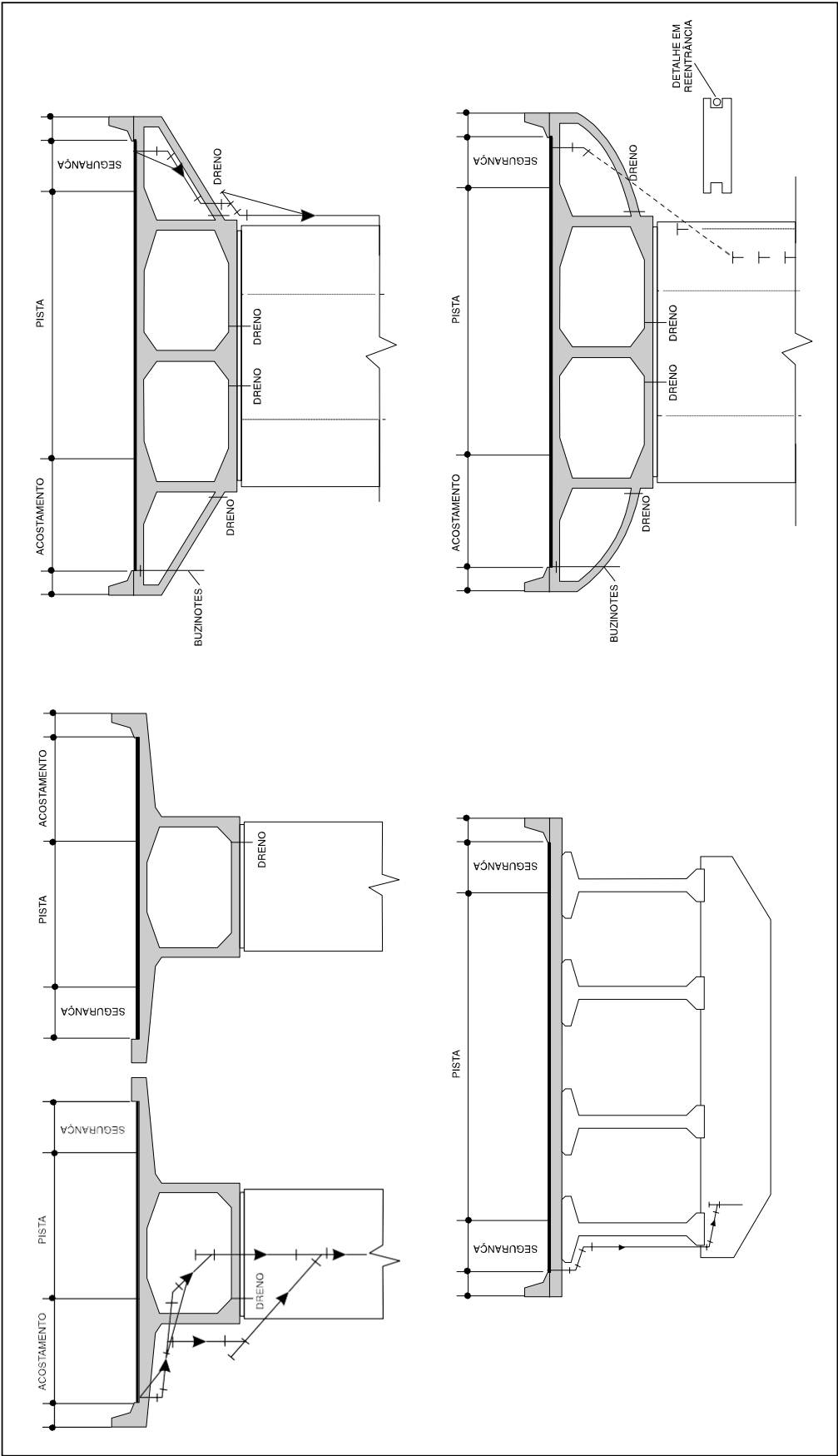


Figura 28 - PRUMADAS TÍPICAS

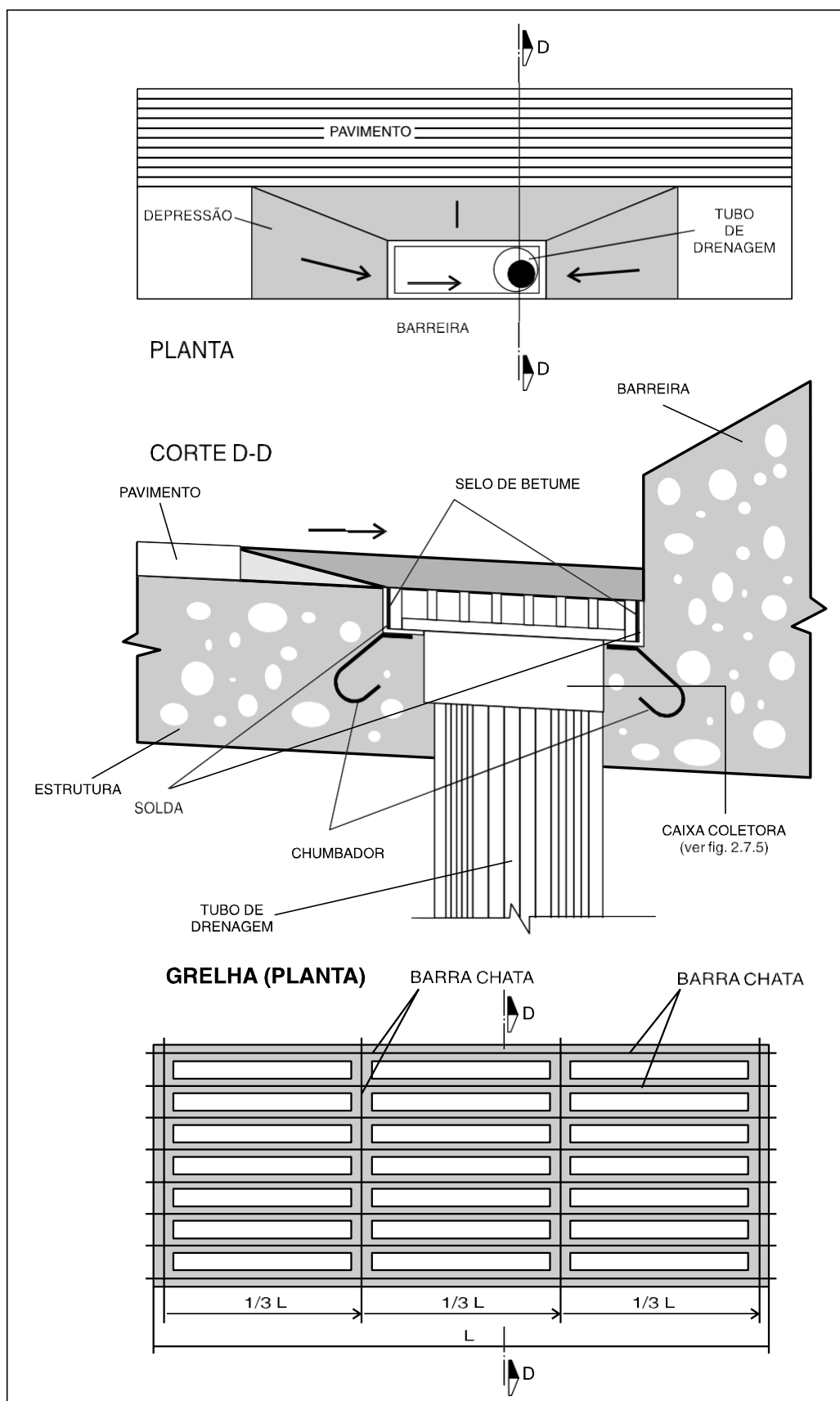


Figura 29 - CAPTAÇÃO EM CAIXAS E GRELHA

A Figura 30 fornece detalhes de elementos de fixação de tubulações de prumada, tais como braçadeiras e tirantes; o projeto deverá indicar, sempre que necessário, medidas de proteção adequadas contra a corrosão e manchas ferruginosas.

2.4.3.6.3 - Drenagem das Partes Internas da Estrutura

Sempre que houver possibilidade de acúmulo de água em partes internas da estrutura, de verão ser deixados buzinos de diâmetro mínimo de 75 mm, nos pontos baixos de cada bacia de captação, conforme detalhes nas Figuras 31 e 32.

2.4.3.6.4 - Drenagem de Encontros

Em encontros em zona de cortes ou onde o aterro tem proporções irrelevantes, permite-se considerar o terreno natural como apoio sólido de elementos de esgotamento similares aos usados ao longo da via.

Quando o viaduto for drenado por buzinos, a captação sobre a região do aterro de encontro deverá ser lançada fora dos limites da obra-de-arte especial, evitando-se a consequente erosão dos aterros.

Caso exista entre as pistas um canteiro central, fora da obra-de-arte especial, este poderá ser drenado como valeta e o deságue deverá ser feito antes da obra-de-arte.

As Figuras 33 e 34 apresentam situações típicas de drenagem de encontro sem e com canteiro central, respectivamente, e as Figuras 35 a 45, os dispositivos complementares de drenagem de encontro.

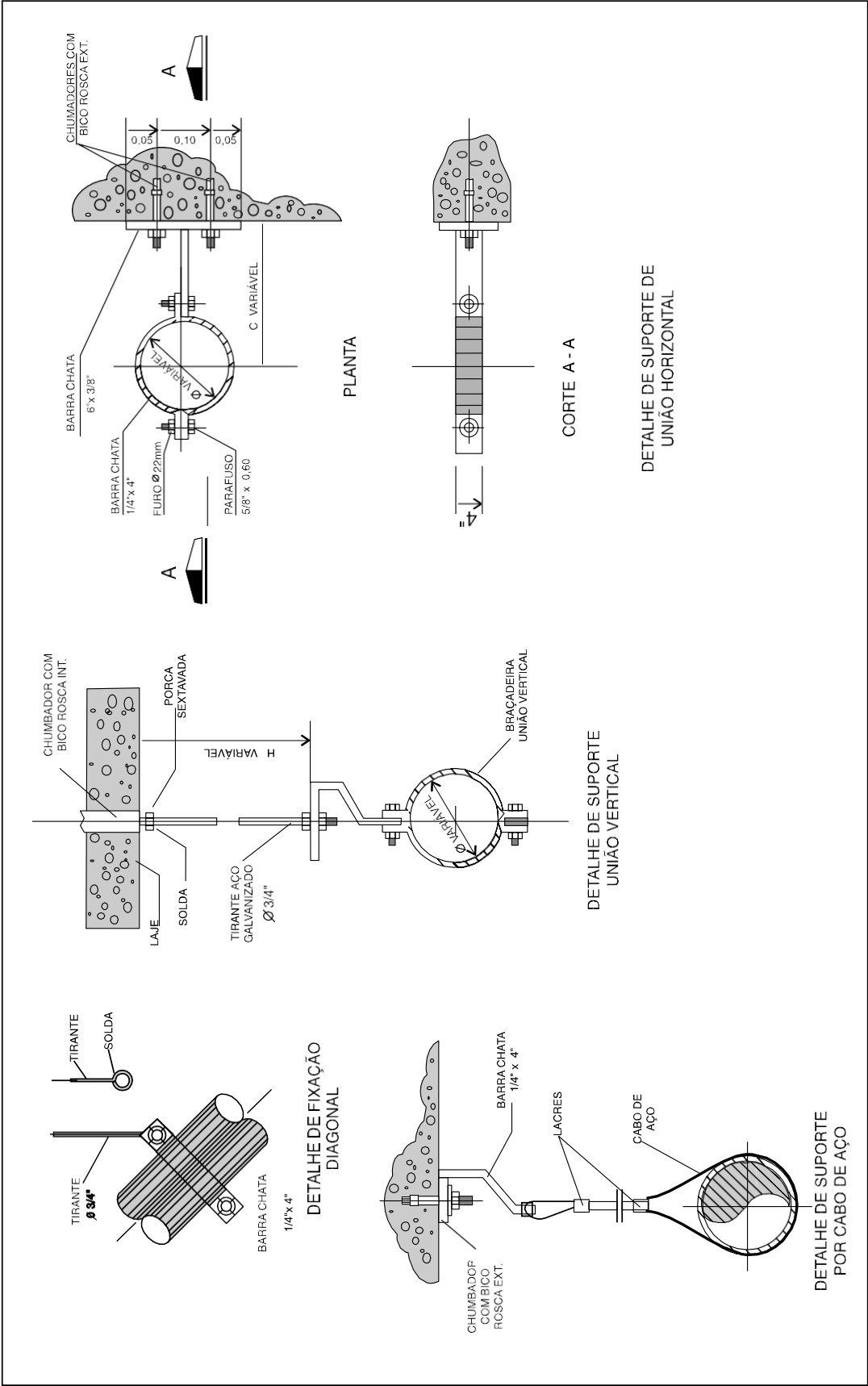


Figura 30 - DETALHES DE SUPORTES

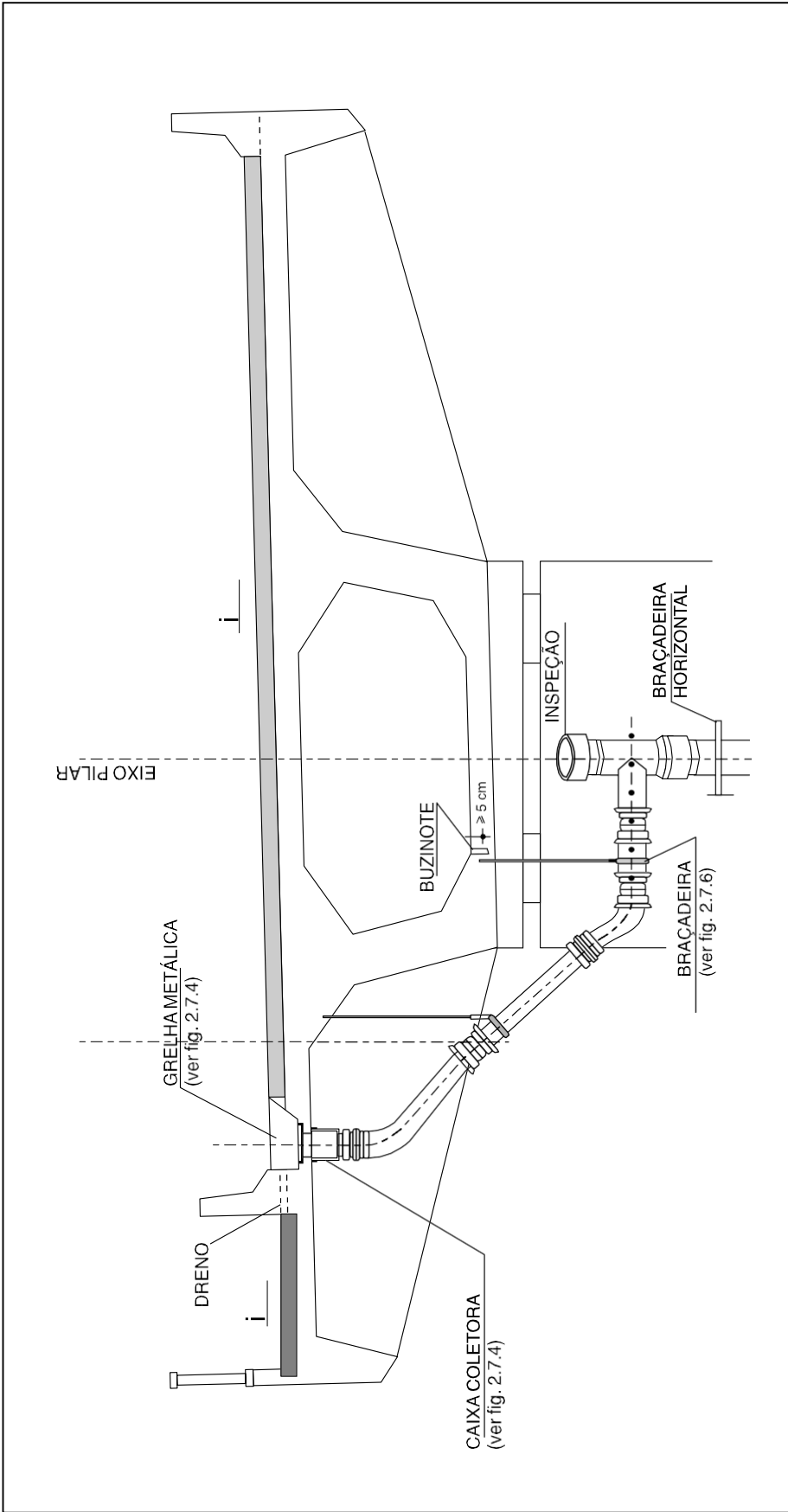


Figura 31 - ELEMENTOS DE CAPTAÇÃO

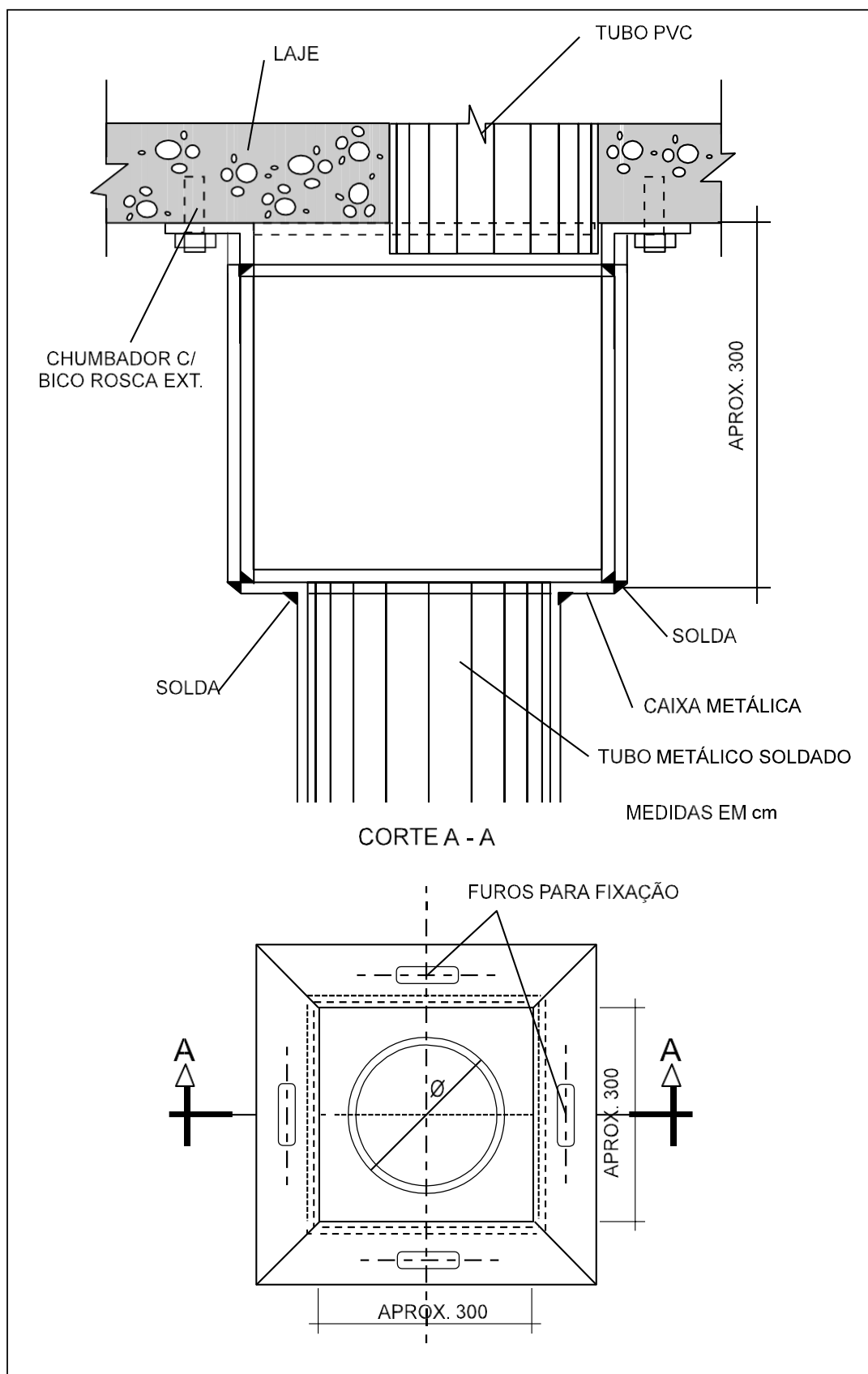
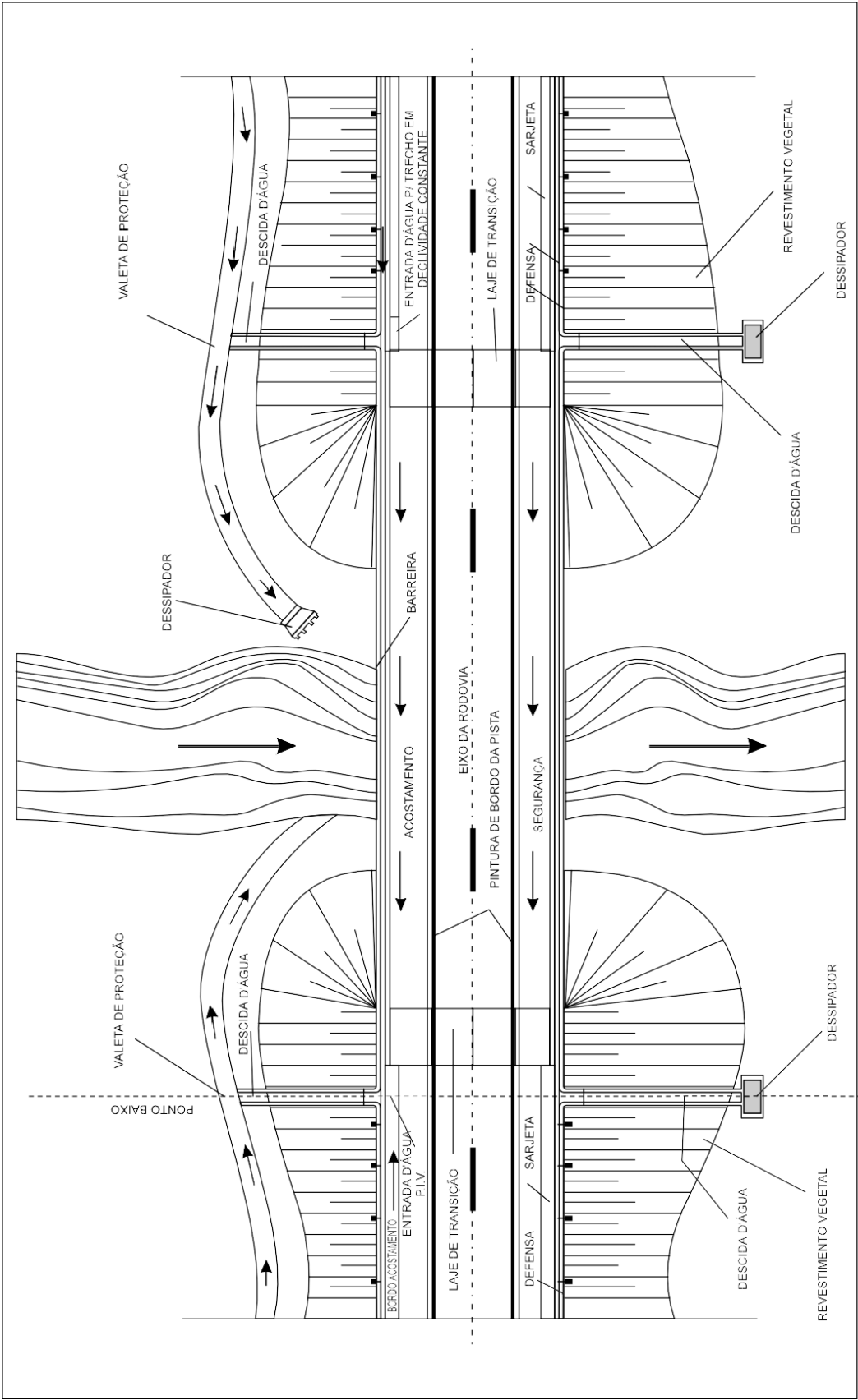
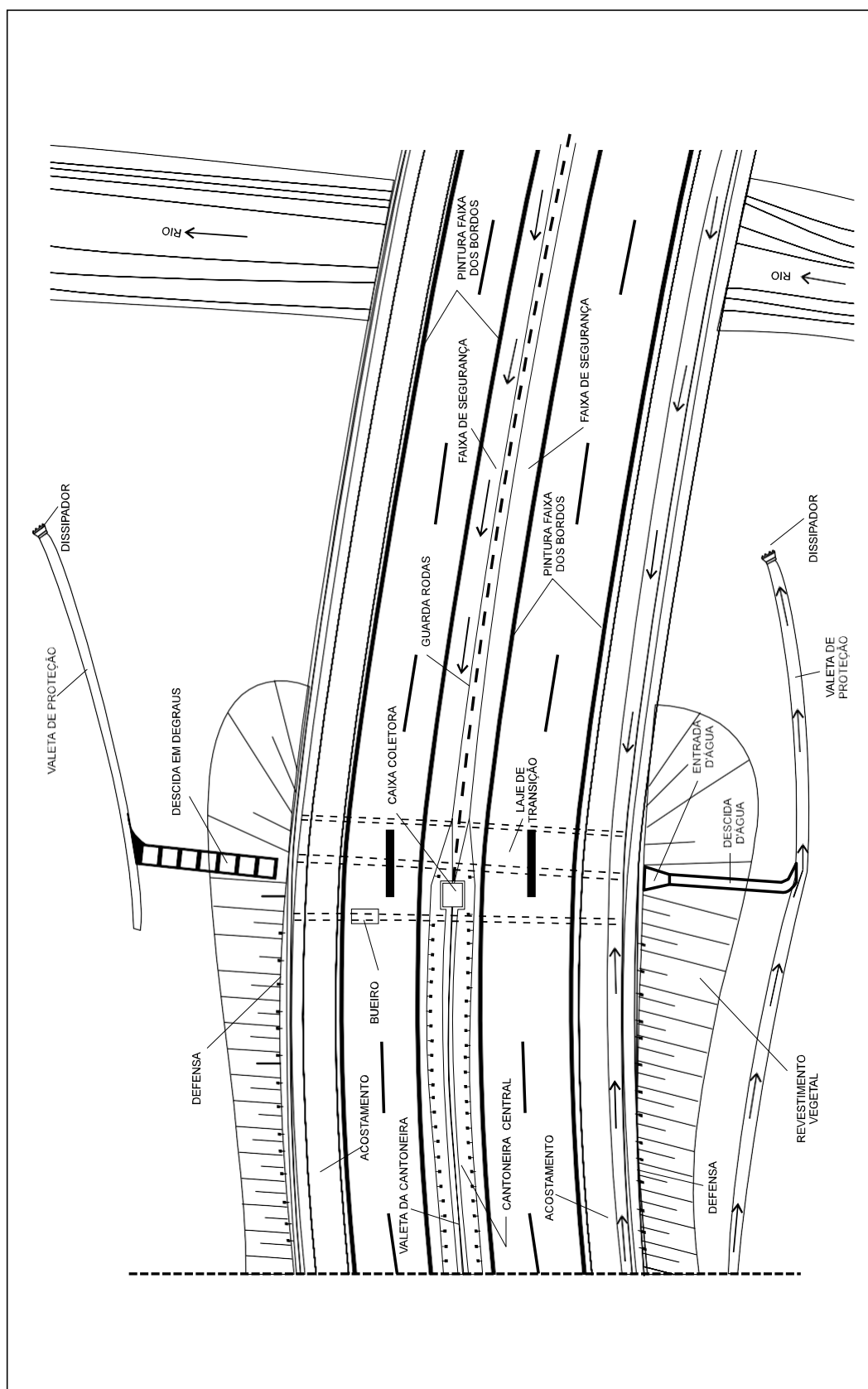


Figura 32 - DETALHE DA CAIXA COLETORA



**Figura 33 - DRENAGEM DE ENCONTRO
PISTA SEM CANTEIRO CENTRAL.**



**Figura 34 - DRENAGEM DE ENCONTRO
PISTA COM CANTONEIRA CENTRAL**

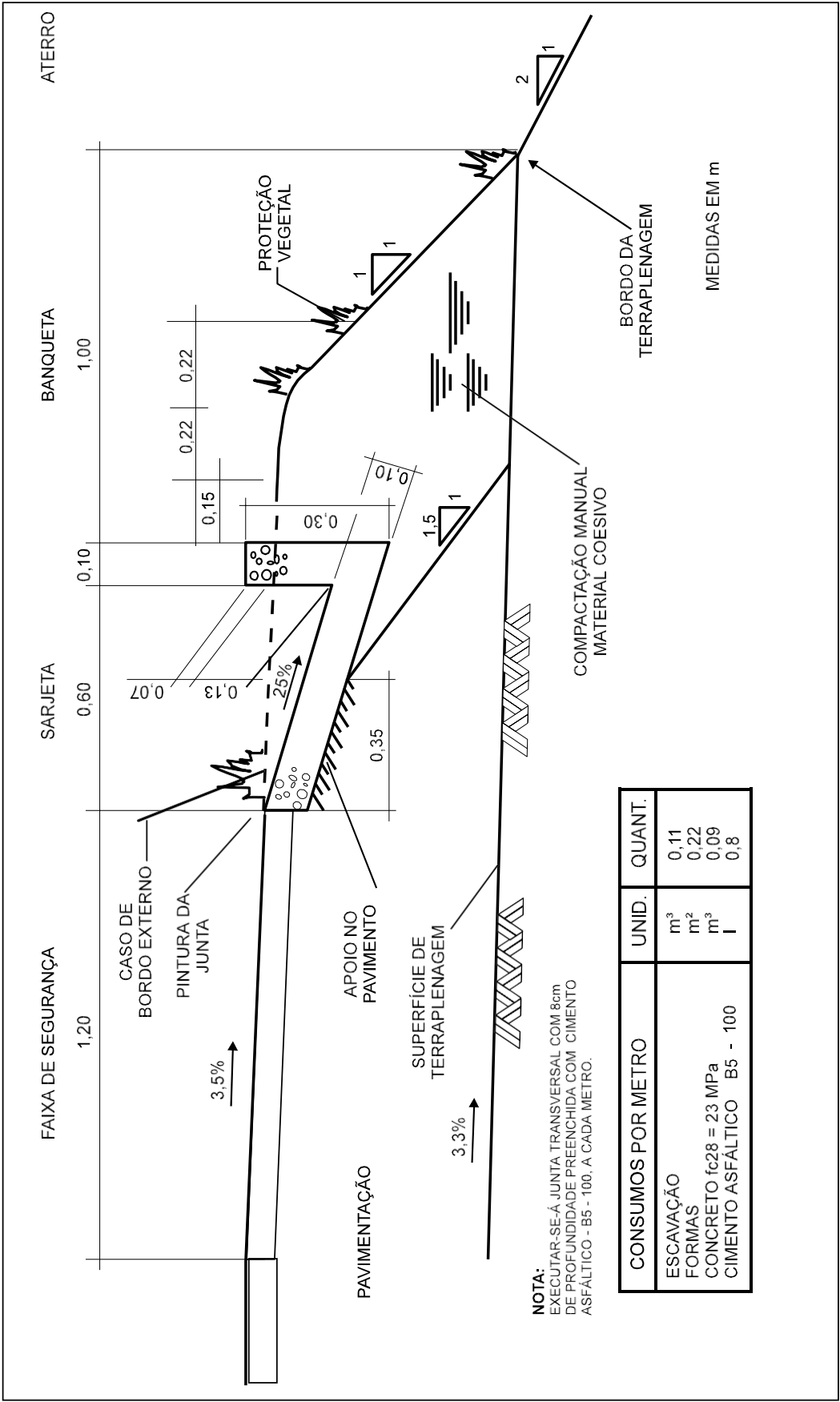
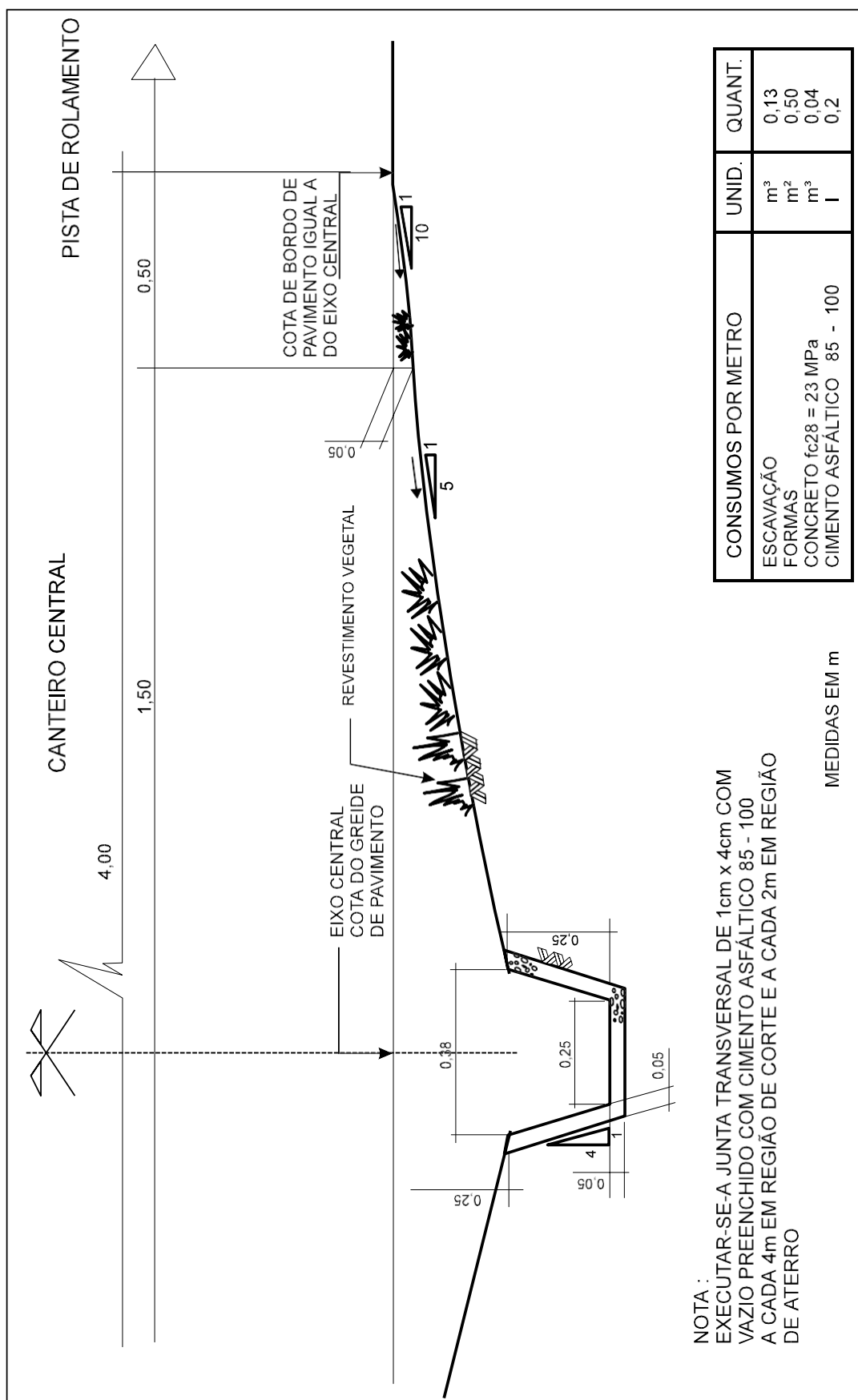


Figura 35 - SARJETA DE ATERRO



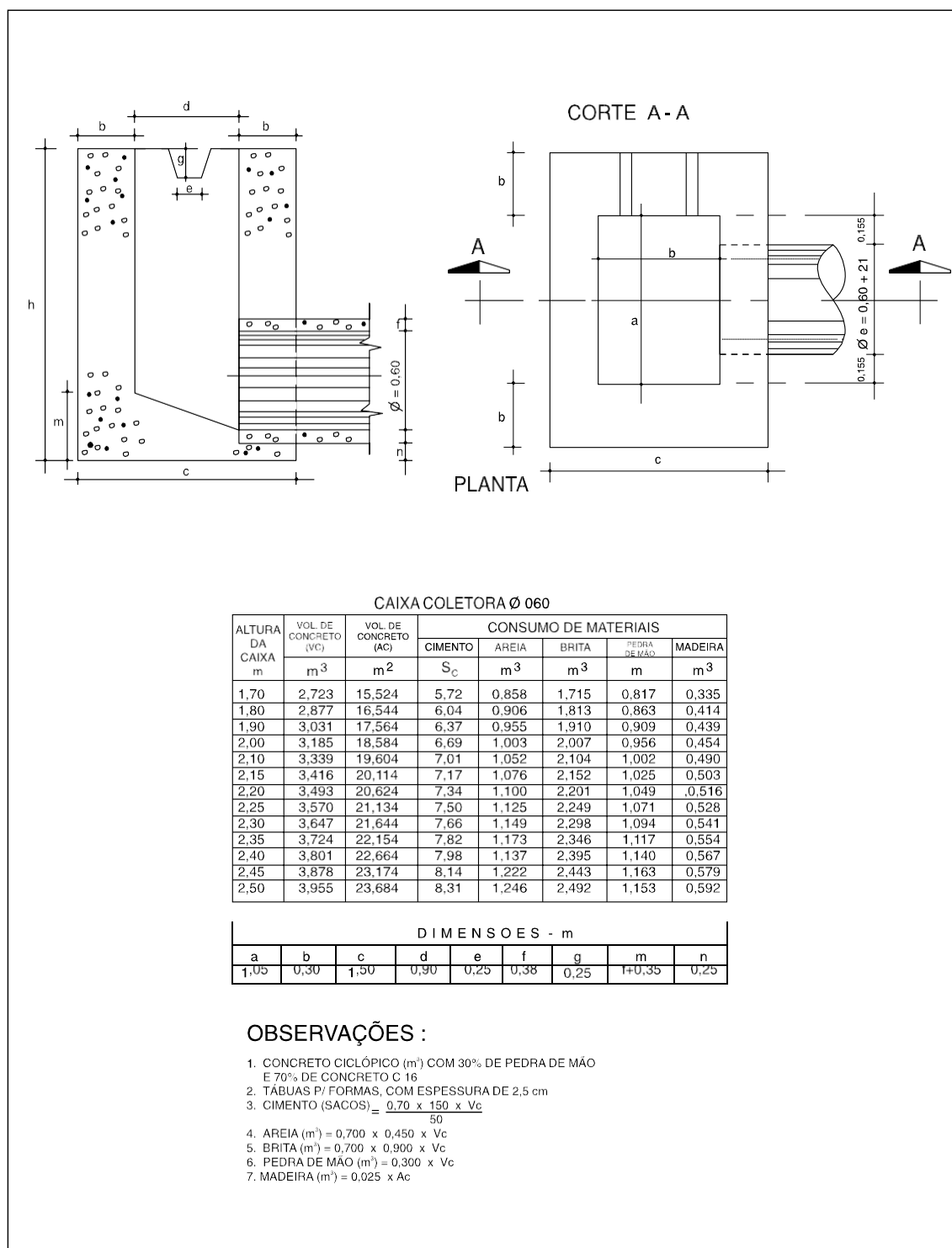


Figura 37 - CAIXA COLETORA O 060

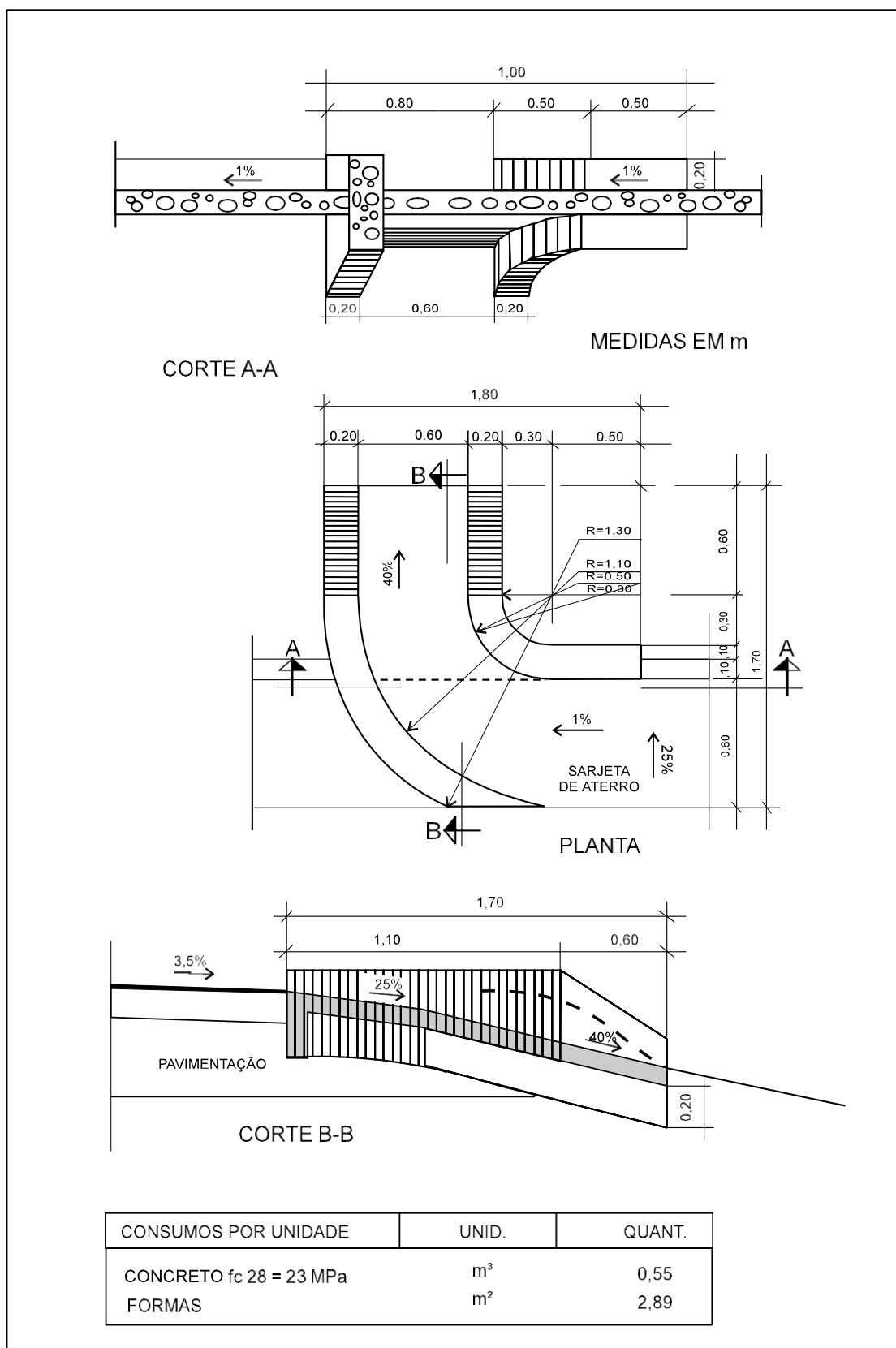


Figura 38 - ENTRADA D'ÁGUA PARA PUNTO DE DECLIVIDADE CONSTANTE

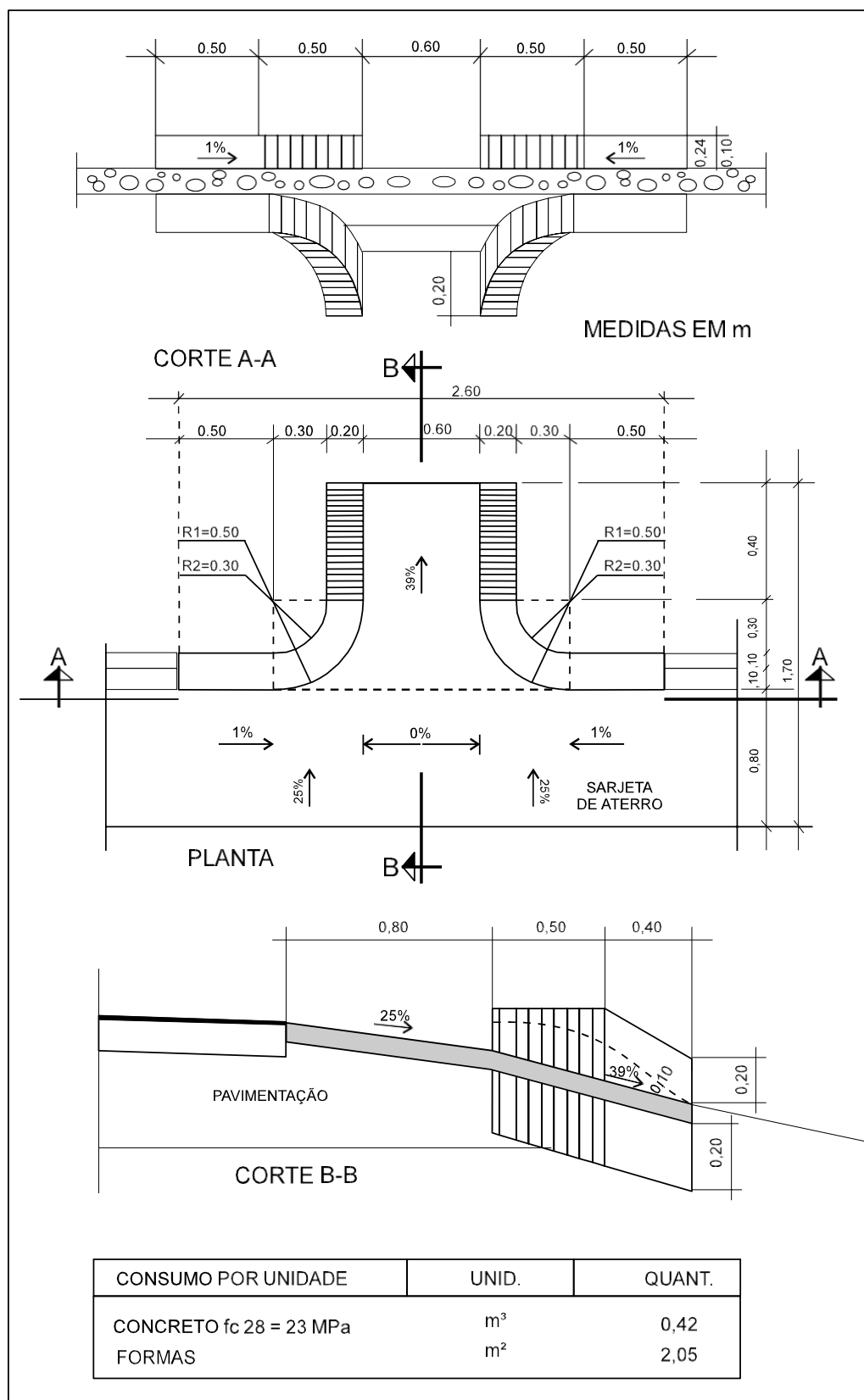


Figura 39 - ENTRADA D'ÁGUA PARA PONTO DE INTERSECÇÃO VERTICAL

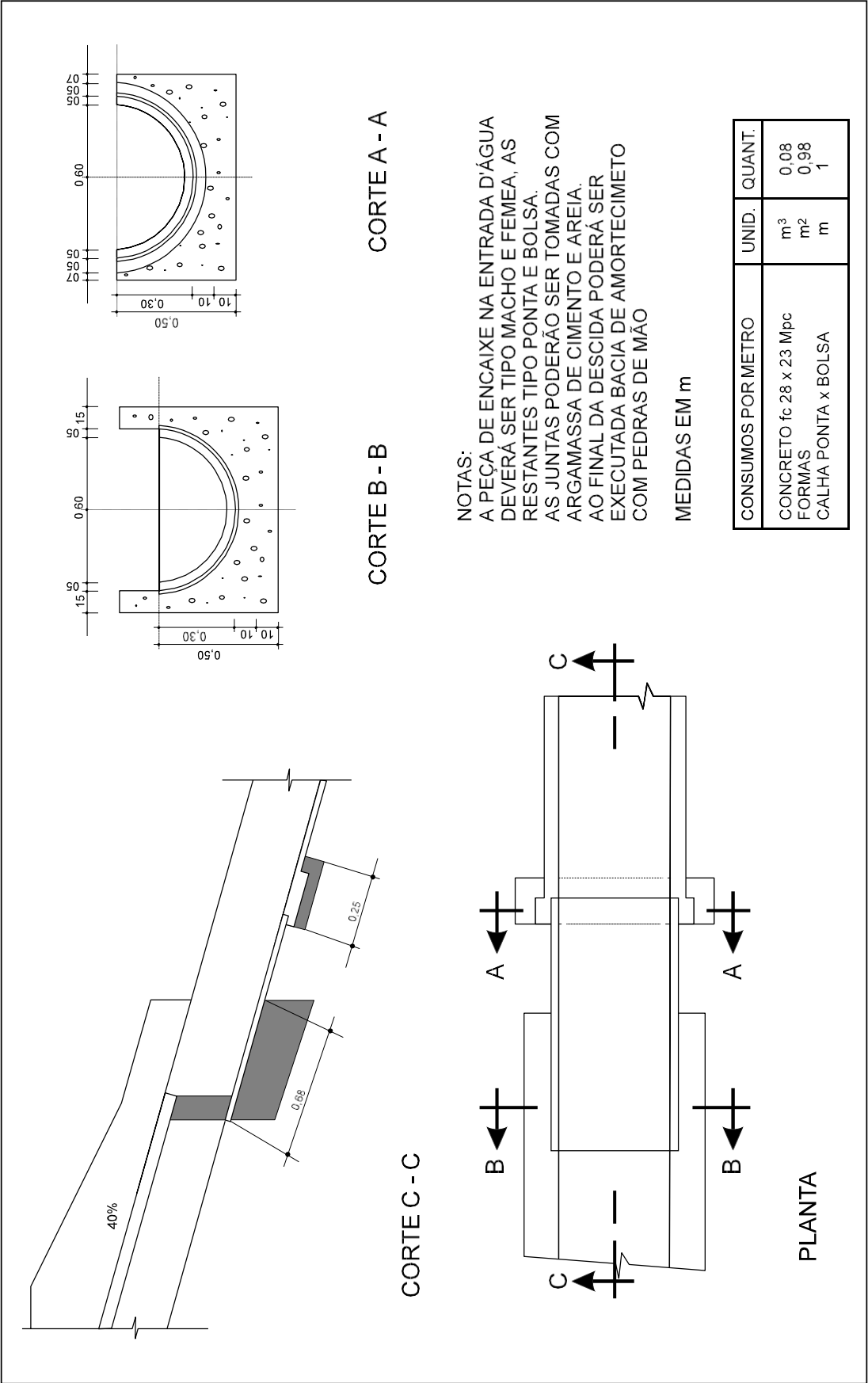


Figura 40 - DESCIDA D'ÁGUA EM CALHA

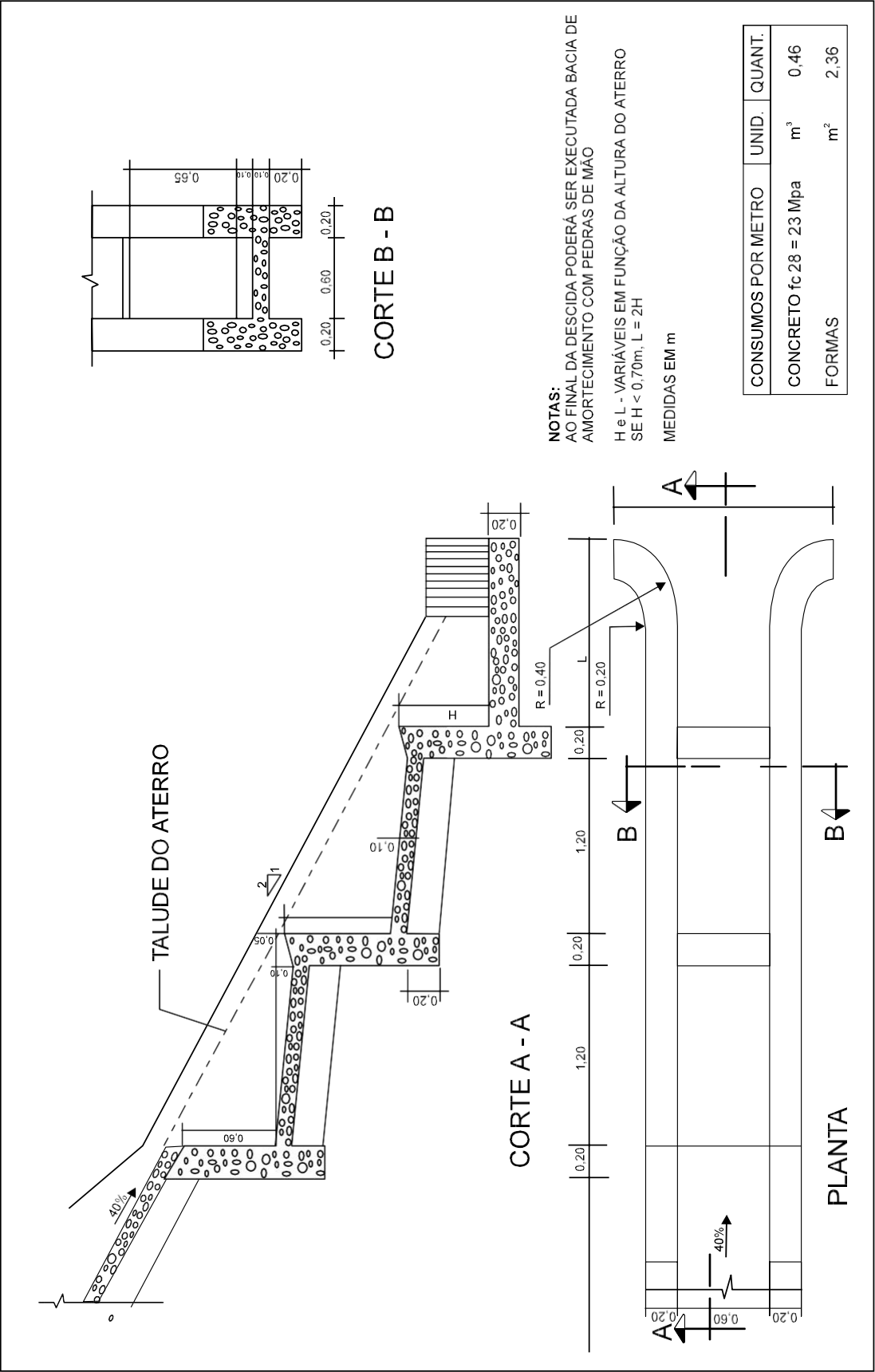


Figura 41 - DESCIDA D' ÁGUA EM DEGRAUS.

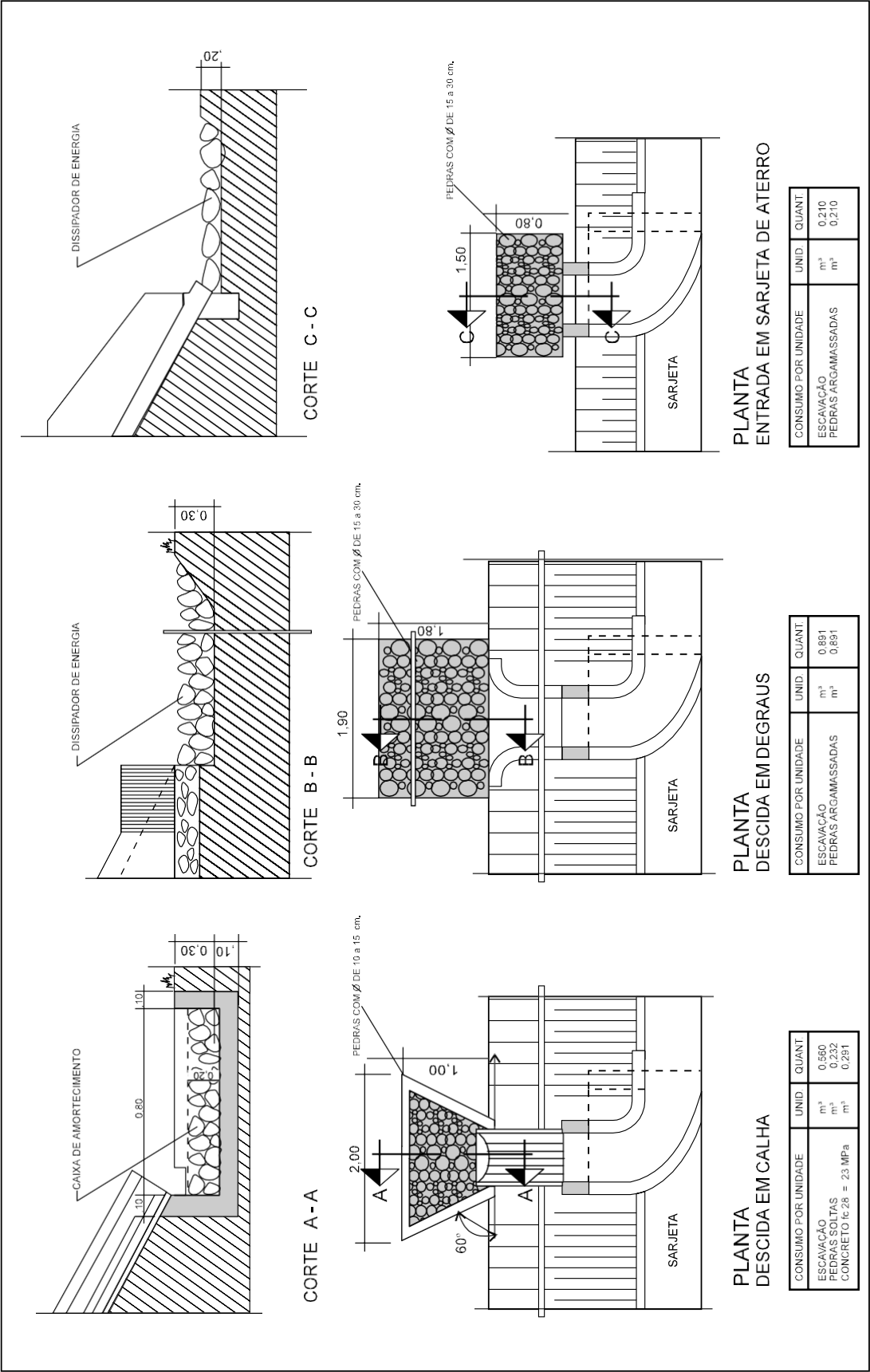
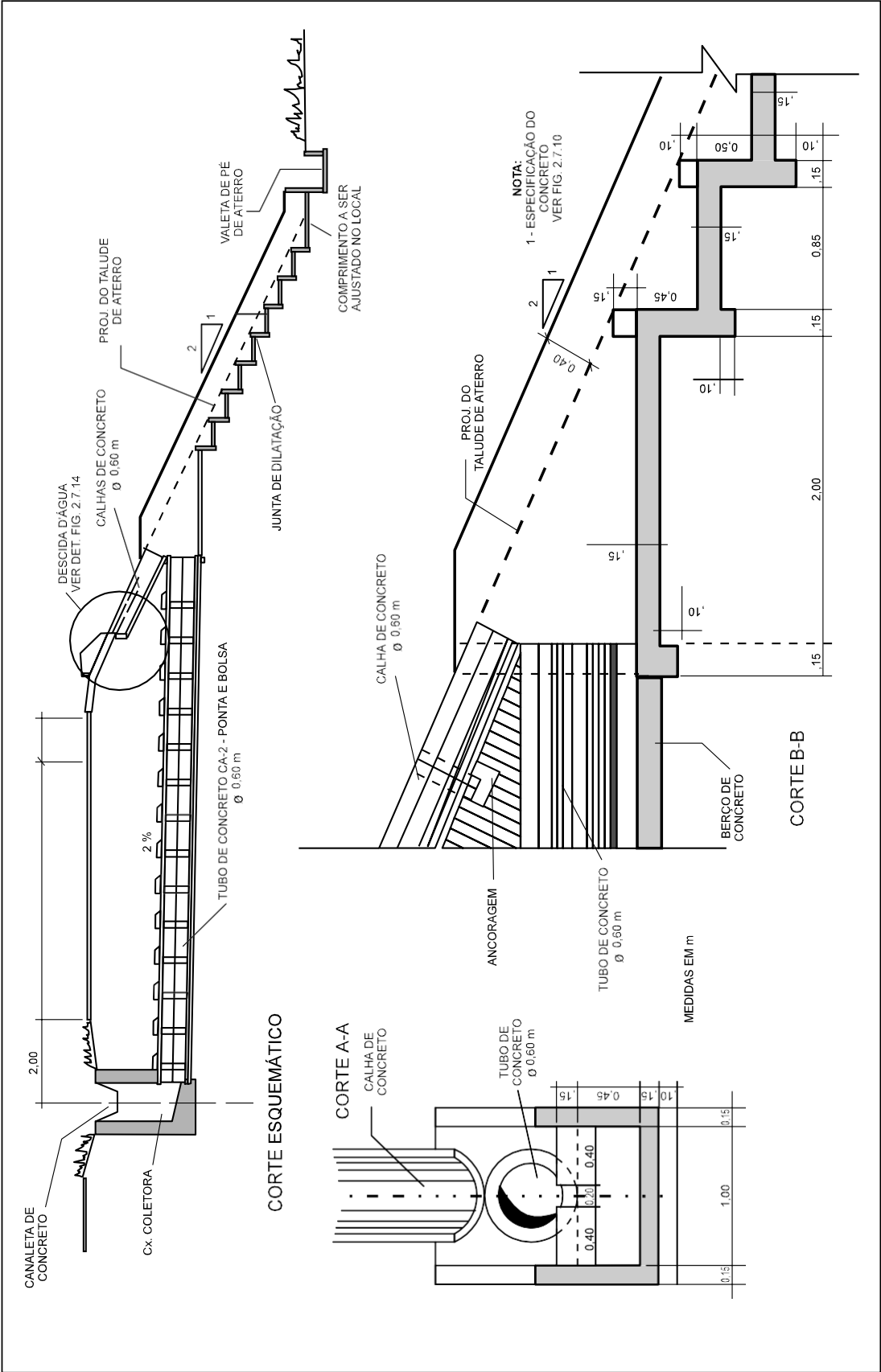


Figura 42 - CAIXA DE AMORTECIMENTO E DISSIPADORES



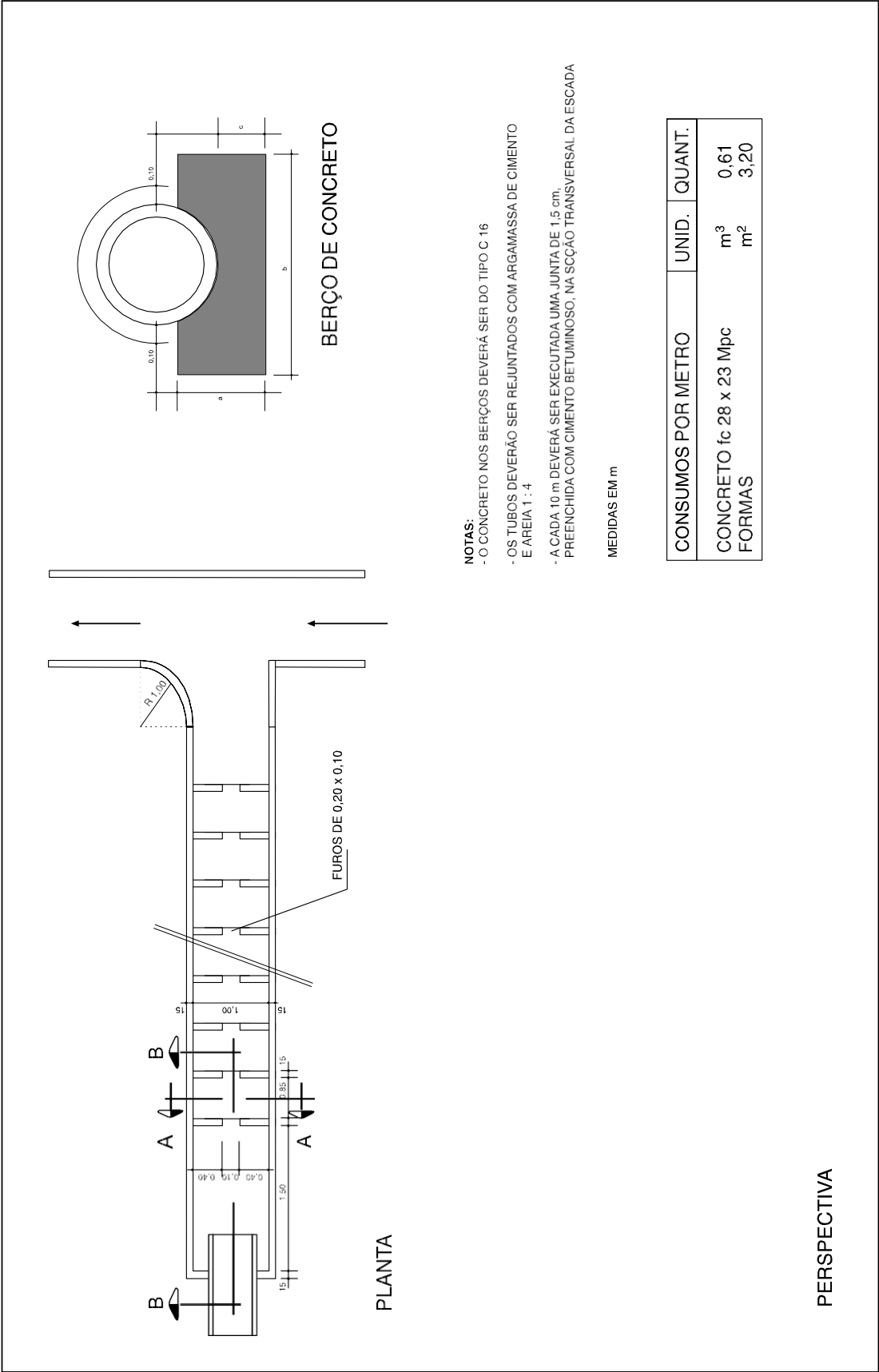


Figura 44 - DESCIDA D' ÁGUA EM DEGRAUS TIPO II

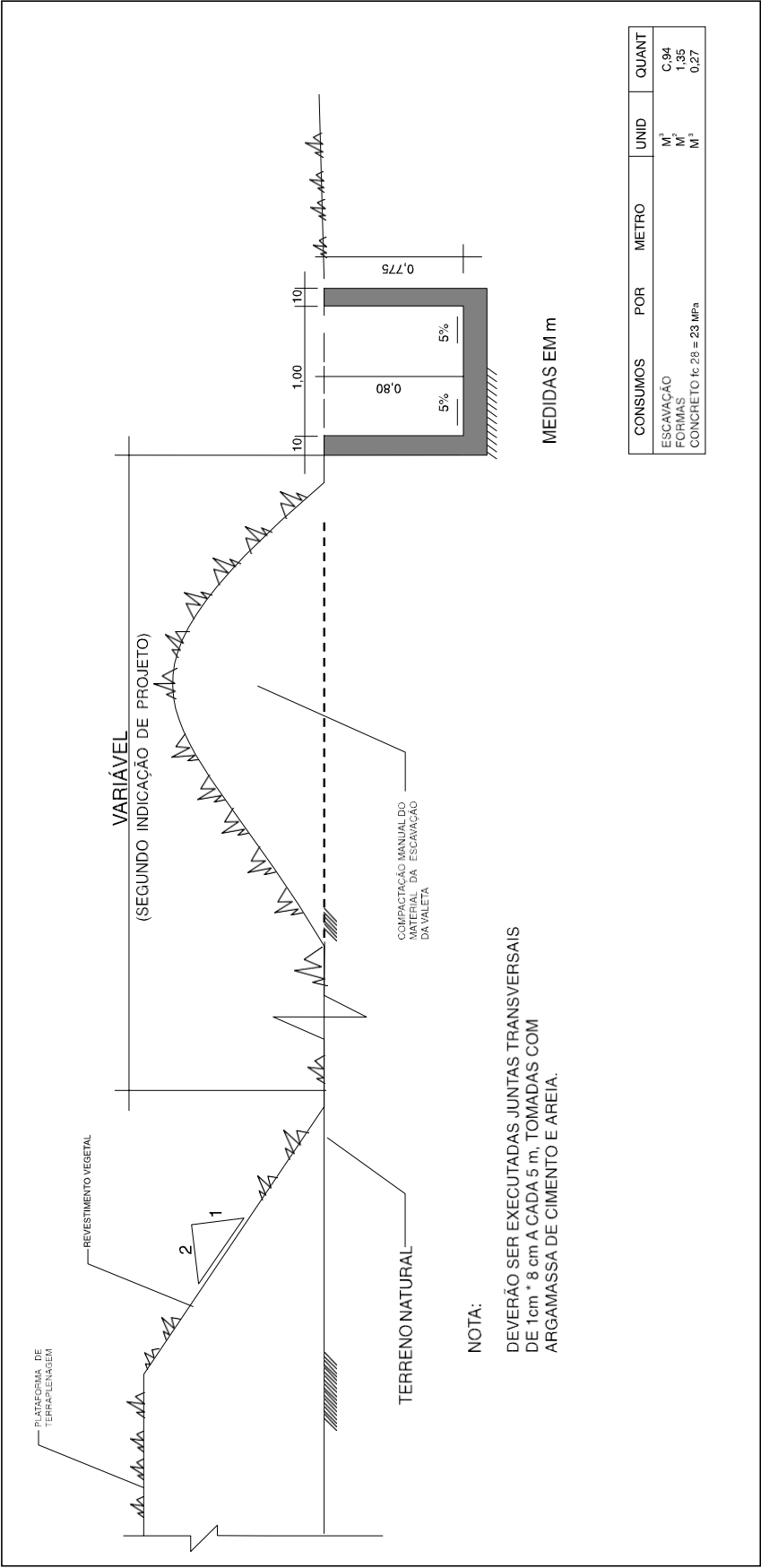


Figura 45 - VALETA DE PÉ DE ATERRO

2.4.3.6.5 - Pingadeiras

As pingadeiras são elementos de drenagem essenciais à manutenção, ao bom aspecto das obras-de-arte especiais e ao aumento de sua durabilidade; elas devem ser eficazes, impedindo o livre escoamento das águas pluviais.

A pingadeira adotada pelo DNER e cujos detalhes se encontram nas Figuras 46 e 47, são realmente eficazes, embora apresentem algumas dificuldades construtivas; outros tipos de pingadeiras, conformadas por pequenas reentrâncias ou pequenas saliências, não são igualmente eficazes e, portanto, não devem ser aceitas.

Na utilização de elementos pré-moldados, em barreiras e passeios, há, no entanto, muitas possibilidades variantes de pingadeiras igualmente eficazes.

2.4.3.7 - Pavimentação

2.4.3.7.1 - Generalidades e Histórico

Tradicionalmente, as obras-de-arte especiais do DNER têm sido pavimentadas com concreto simples, em camada adicional à laje estrutural; a pavimentação, inicialmente em placas isoladas de concreto com espessura variável de 10 a 15 cm para lajes de pontes com superfícies horizontais e larguras de pista de até 8,20 m, evoluiu para placa de concretagem contínua, marcada por juntas superficiais de execução posterior, de espessura constante de 7 cm, quando as superfícies das lajes estruturais possuem uma inclinação transversal, superior, de 2%.

A pavimentação de concreto tem sido uma constante, pela tradição e pelo pioneirismo inicial das obras-de-arte especiais, construídas quase sempre antes das rodovias; a necessidade de permitir o tráfego imediato de veículos pesados, a conveniência de entregar a obra acabada e a inexistência ocasional de equipamentos de pavimentação em concreto asfáltico, consagrou a pavimentação em concreto.

Em países de técnica mais apurada de construção, a pavimentação de concreto, com utilização de réguas niveladoras mecanizadas, é executada simultaneamente com a laje estrutural e com a espessura de apenas 2,5 cm, considerada camada de desgaste, adicional ao cobrimento regulamentar das armaduras.

A pavimentação de concreto exige cuidados especiais de execução: tratamento adequado à superfície do concreto da laje estrutural, lançamento de um concreto compatível na espessura mínima de 7 cm, confecção de juntas e observância de cura cuidadosa e prolongada. O pavimento de concreto de cimento Portland deverá ter, além de outras características específicas, $f_{ck} \geq 30$ MPa.

A substituição de uma pavimentação de concreto, também denominada de sobrelaje, é difícil, demorada e causa grandes transtornos ao tráfego; para contornar estas dificuldades, tem sido frequente a utilização de recapeamentos em concreto asfáltico.

O recapeamento em concreto asfáltico deve ser limitado a apenas um para não sobrecarregar desnecessariamente a estrutura; havendo necessidade de novo recapeamento, o anterior deverá ser inteiramente removido.

São as seguintes as recomendações da NBR-7187/87, no item referente à pavimentação:

“Na avaliação da carga devido ao peso da pavimentação, deve ser adotado para o peso específico do material empregado o valor mínimo de 24 kN/m^3 , prevendo-se uma carga adicional de 2 kN/m^2 para atender a um eventual recapeamento. A consideração desta carga adicional pode ser dispensada, a critério do proprietário da obra, no caso de pontes de grandes vãos.”

2.4.3.7.2 - Tipos de Pavimentação

A pavimentação da superestrutura de uma obra-de-arte especial deverá ser realizada através da utilização de pavimento rígido, concreto, ou de pavimento flexível, concreto asfáltico.

Inicialmente, o projeto deverá indicar a pavimentação rígida, em concreto; uma eventual substituição do pavimento rígido por pavimento flexível poderá ser decidida posteriormente, após análise conjunta dos seguintes itens:

- facilidade de obtenção dos materiais e viabilidade econômica;
- disponibilidade de equipamentos adequados;
- continuidade do pavimento da rodovia.

a - Pavimento Flexível

A espessura do pavimento flexível será função do tráfego na rodovia, fixados os seguintes valores mínimos, onde N é o número de operações do eixo padrão:

- Tráfego com $N < 10^6$: $d = 5,0 \text{ cm}$
- Tráfego com $N > 10^6$: $d = 7,0 \text{ cm}$

b - Pavimento Rígido

A espessura do pavimento rígido deverá ser de, no mínimo, 7 cm, observando-se os cuidados relativos às juntas, de acordo com o especificado no item seguinte.

2.4.3.7.3 - Juntas de Pavimentação

a - Pavimentos Flexíveis

Neste caso não haverá, a priori, necessidade de juntas, a menos das juntas de dilatação da própria estrutura.

b - Pavimentos Rígidos

Nas pontes com pavimento rígido, além das juntas de dilatação da estrutura, deverão ser previstas as juntas descritas a seguir.

- Juntas de Contração

As juntas de contração deverão ser executadas tanto longitudinalmente quanto transversalmente, para o combate às trincas provocadas pelas variações volumétricas do concreto e pela combinação dos efeitos do empenamento restringido das placas e das solicitações do tráfego.

A junta de contração é formada pelo enfraquecimento de uma seção da placa, através de um sulco na superfície da mesma, que deverá ser executado no concreto fresco ou ser serrado de 8 a 12 horas após a cura, conforme indica a Figura 48a.

- Juntas de Construção

As juntas de construção deverão ser executadas, necessariamente nos pontos onde houver paralisação na concretagem da placa.

A finalidade das juntas de construção é evitar a transmissão das trincas ao painel adjacente e assegurar a transferência de carga.

Como no caso anterior, o sulco deverá ser executado no concreto ainda fresco, ou serrado 8 a 12 horas após a cura, conforme indica a Figura 48b.

2.4.3.7.4 - Armação do Pavimento

A armação do pavimento rígido, conforme indica a Figura 48, será constituída de malha situada a meia altura da placa, e calculada, para cada direção, pela seguinte expressão, recomendada pela A.B.C.P.:

$$A_s = L \mu W / 2 \sigma_s$$

onde:

L = distância entre juntas ou entre a junta e o bordo livre, em metros.

μ = coeficiente de atrito = 2

W = peso da placa por unidade de área, em kgf/m²

σ_s = tensão admissível do aço = tensão de escoamento/1,3

A_s = área da armadura por unidade de comprimento, em cm²/m

Para Aço CA-50, pode-se empregar a expressão:

$$A_s = 0,58 L e$$

com e = espessura do pavimento, em metros.

2.4.3.8 - Substituição de Aparelhos de Apoio

Em todos os casos, o projeto será detalhado de forma a permitir a substituição dos aparelhos de apoio. Nesse sentido, serão previstos e indicados os equipamentos destinados ao levantamento do tabuleiro, particularizando o posicionamento dos mesmos sobre a estrutura, capacidade de carga e especificações necessárias para as operações de levantamento e substituição dos aparelhos de apoio.

Vários são os dispositivos adequados para as operações de substituição; entre eles, o Projetista deverá optar, sempre que possível, por aqueles que prescindam da utilização de estruturas auxiliares e evitar que os esforços introduzidos provoquem grandes concentrações de tensões em cantos vivos ou em zonas de ancoragem deficiente. Além disso, será conveniente prevê-los de forma a transmitir esforços predominantemente de compressão, evitando solicitações tangenciais exageradas.

Será sempre necessária a justificativa da solução adotada, através da verificação da resistência dos dispositivos para a solicitação introduzida; os cálculos, nessa situação de carga, serão desenvolvidos adotando-se a situação mais desfavorável entre as duas seguintes, no estado limite último:

- a - combinação de cargas móveis e permanentes, adotando-se o coeficiente de majoração de cargas igual a 1,2;
- b - a atuação apenas da carga permanente, com coeficiente de majoração de cargas igual a 1,4.

A Figura 49 indica dispositivos para substituição de aparelhos de apoio.

2.4.3.9 - Inspeção da Obra

O projeto será desenvolvido e detalhado de forma a garantir o acesso a todos os pontos da estrutura, para inspeção e manutenção permanentes, exigindo-se atenção especial no caso de estruturas em caixão, articulações do tipo Gerber, aparelhos de apoio e pilares vazados especiais.

As aberturas destinadas a esse fim, e previstas na estrutura, deverão localizar-se em regiões de pequenas solicitações, consideradas no cálculo e convenientemente armadas.

A Figura 50 dá indicações para aberturas nas lajes superior e inferior e nas transversinas; as aberturas de inspeção na laje superior devem, tanto quanto possível, ser evitadas.

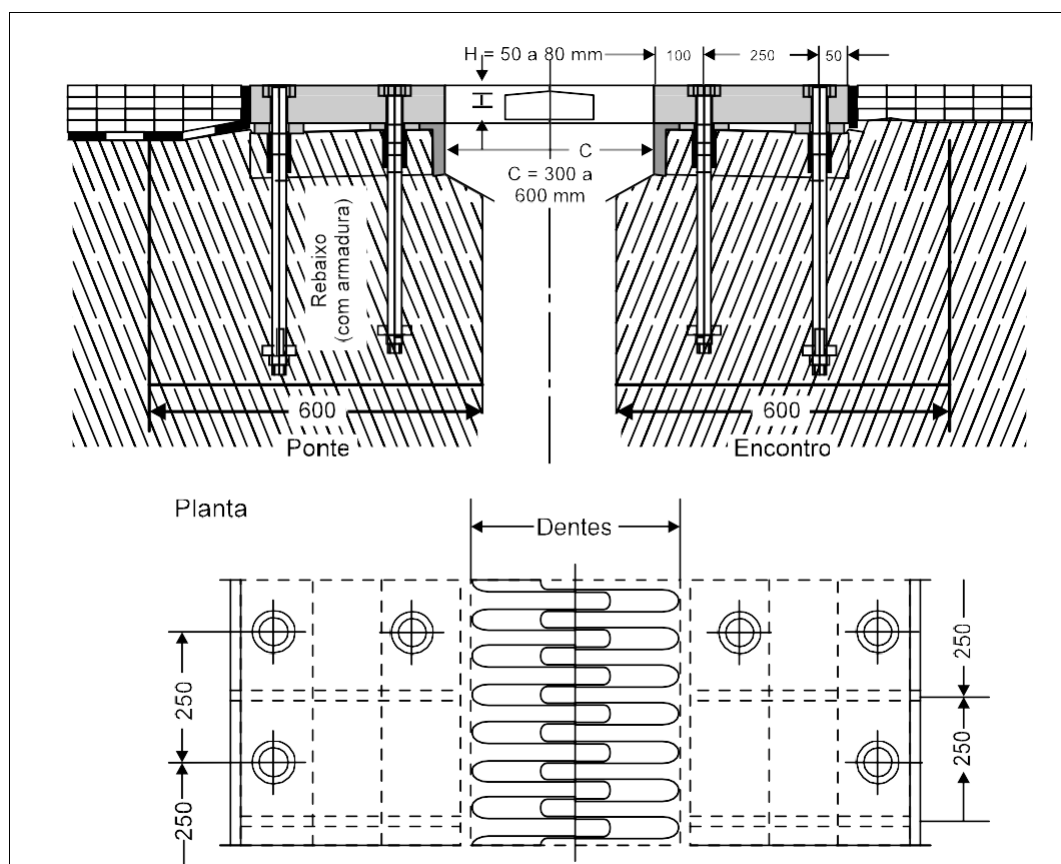


Figura 46 - TRANSIÇÃO EM PENTE COM DENTES METÁLICOS

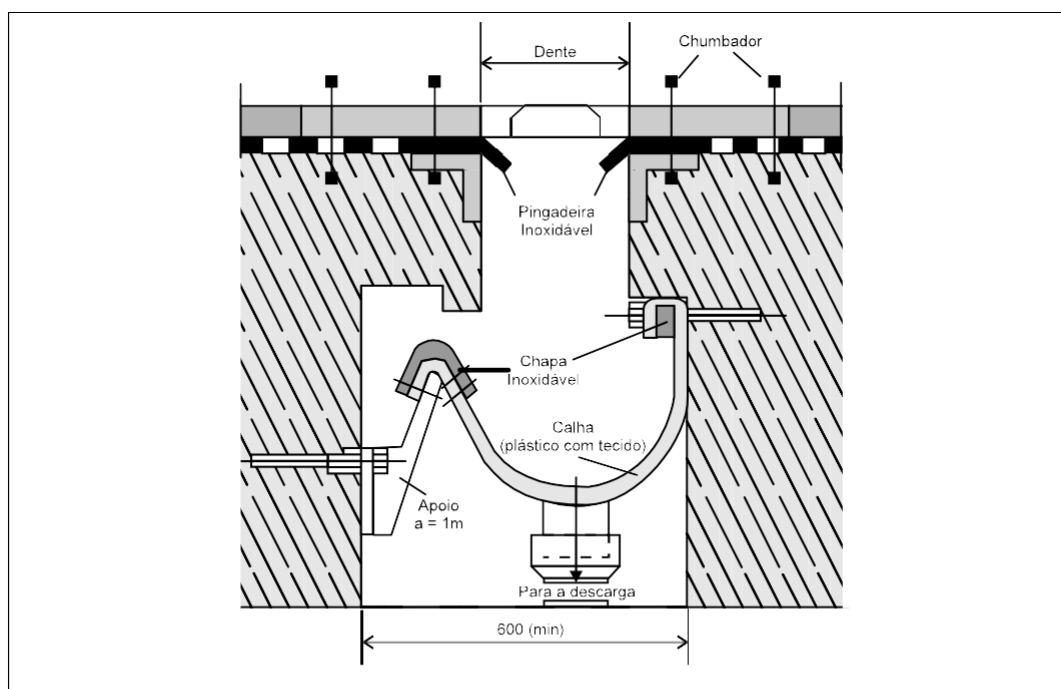
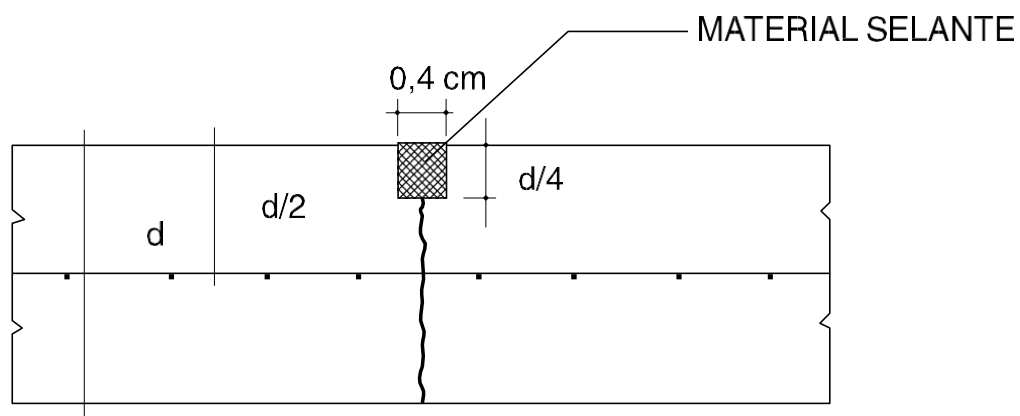
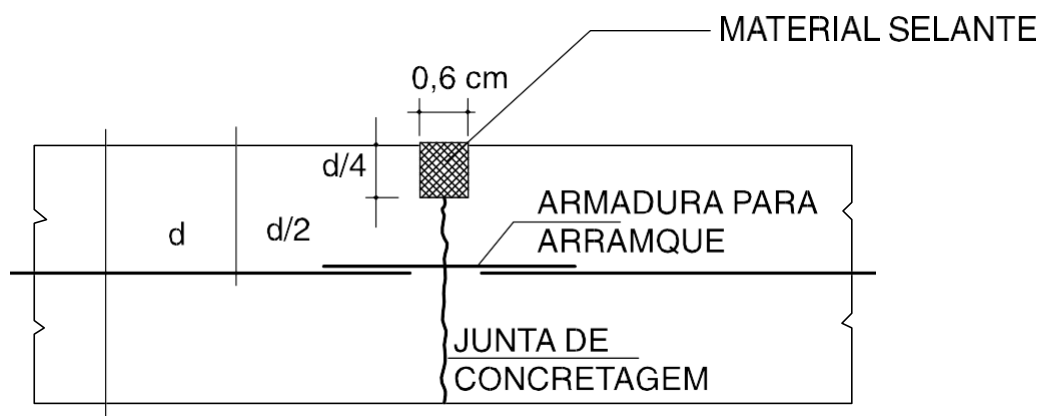


Figura 47 - CALHA DE DENAGEM SOB DISPOSITIVO DE TRANSIÇÃO PERMEÁVEL, CONSTITUÍDA DE UMA LÂMINA DE PLÁSTICO, E QUE PODE SER LEVANTADA E DOBRADA PARA BAIXO



a) JUNTA DE CONTRAÇÃO



b) JUNTA DE CONSTRUÇÃO

Figura 48 - JUNTAS DE PAVIMENTAÇÃO

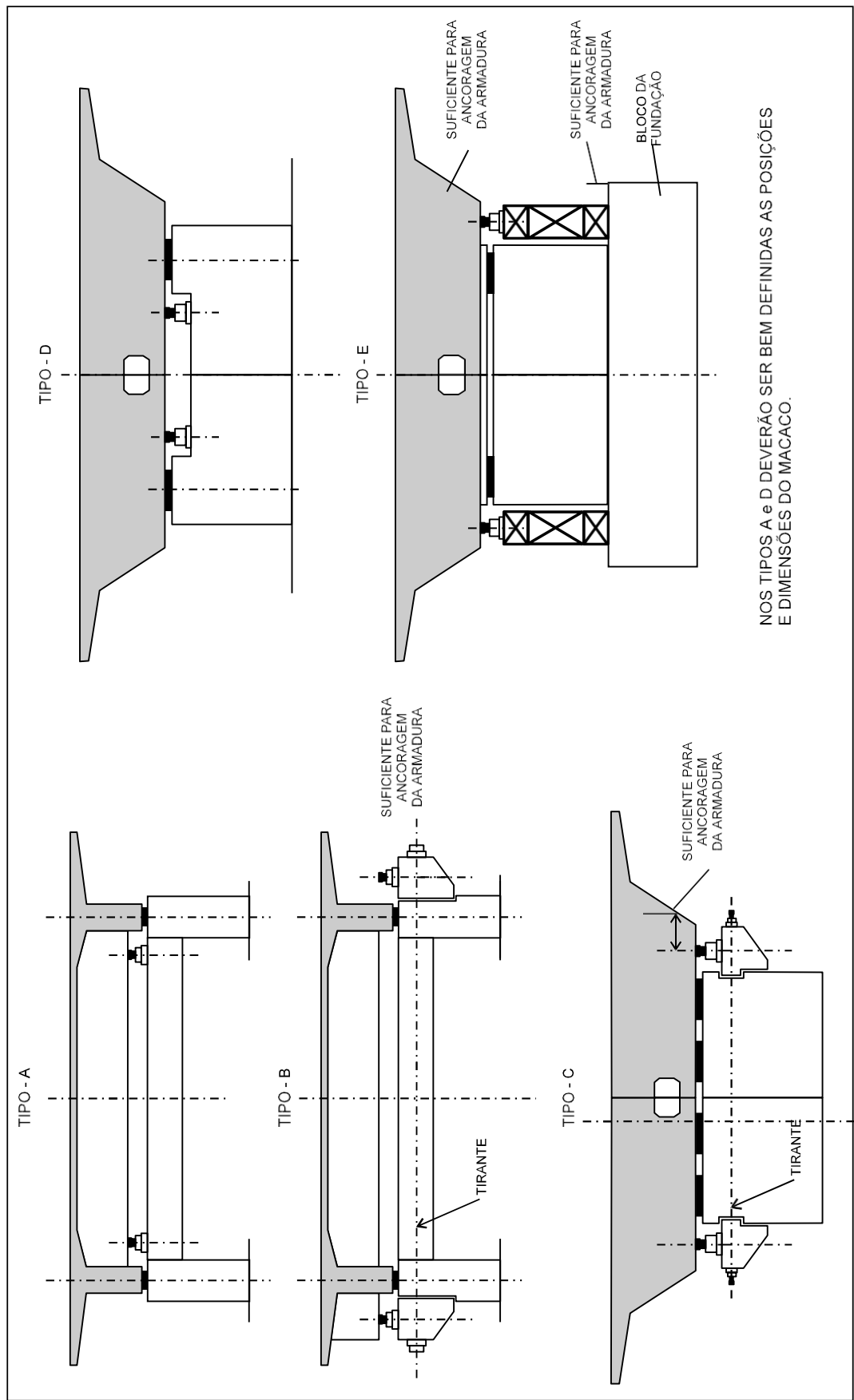


FIGURA 49 - DISPOSITIVOS PARA SUBSTITUIÇÃO DE APARELHOS DE APOIO

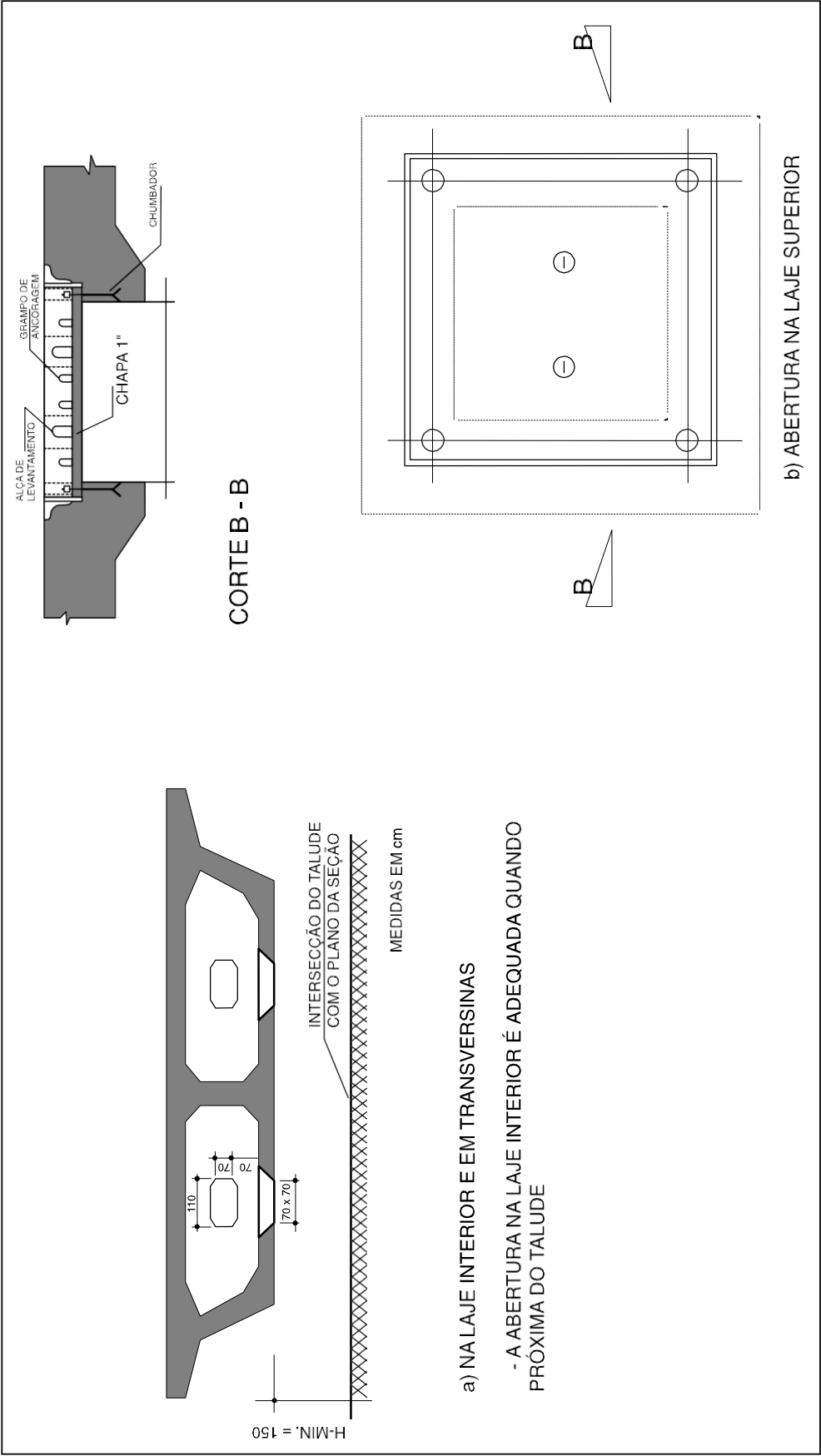


Figura 50 - ABERTURAS PARA INSPEÇÃO

CAPÍTULO 3

3 - ANTEPROJETO

3.1 - Generalidades

Anteprojeto é o conjunto de elementos que permitem definir a alternativa de projeto mais adequada; quanto mais precisos e detalhados forem os elementos coletados e quanto maiores forem o conhecimento, a experiência e a aptidão do projetista, maior é a probabilidade de se alcançar uma solução adequada, econômica, durável e estética.

O objetivo do presente capítulo é disciplinar a coleta dos elementos mínimos necessários para elaboração do Anteprojeto, dar indicações para uma boa implantação da obra, discorrer sobre sistemas estruturais e processos construtivos mais adequados e utilizados e definir os elementos mínimos que devem compor o Anteprojeto para sua apresentação.

3.2 - Implantação da Obra

A implantação da obra-de-arte especial deverá atender aos requisitos técnicos e operacionais exigidos para a rodovia, através de análise de alternativas estruturais, visando não só a melhor solução técnico-econômica mas também a que melhor atenda condições locais de acesso, de execução, de integração ao meio ambiente e de estética.

A escolha da solução poderá ser facilitada com a adequada consideração dos parâmetros descritos a seguir.

3.2.1 - Parâmetros Topográficos

As obras-de-arte especiais serão projetadas com base nos levantamentos que, obrigatoriamente, deverão permitir:

- a - Traçado do perfil longitudinal do terreno, ao longo do eixo do traçado, com greide cotado, desenhado em escala de 1/100 ou 1/200 e numa extensão tal que seja exequível a definição da obra e dos aterros de acesso.

Em caso de transposição dos cursos d'água, será levantada a seção transversal dos mesmos, com indicação das cotas de fundo, a intervalos máximos de cinco metros.

- b - Execução de planta topográfica do trecho em que será implantada a obra, com curvas de nível de metro em metro, contendo o eixo do traçado, interferências existentes, tais como limites de divisas, linhas de transmissão, etc., e obstáculos a serem vencidos, com suas respectivas esconsidades, abrangendo área suficiente para a definição da obra e de seus acessos.

Tanto o perfil como a planta deverão ser amarrados ao estaqueamento e RRNN do projeto da rodovia, devendo ser especificadas essas amarrações e suas localizações perfeitamente definidas nos desenhos.

- c - Estudos detalhados da transição obra-de-arte-rodovia, seja ela feita através de encontros ou de dispositivos de transição das pontes com extremos em balanço.

O comprimento da obra e a transição da obra-de-arte-rodovia somente poderão ser bem definidos com o desenho preliminar dos “off- sets” das saias de aterro em queda livre. Deve ser assegurada a perfeita contenção dos aterros de acesso, evitando-se escorregamentos e o conseqüente descalçamento da via projetada.

- d - Conhecimento de todas as condições topográficas de implantação das fundações, evitando-se escavações exageradas que venham a comprometer a estabilidade de encostas.

3.2.2 - Parâmetros Hidrológicos

Os estudos hidrológicos da região, admitido o período de recorrência de cem anos, deverão permitir uma adequada implantação da obra-de-arte especial e o completo conhecimento das condicionantes a eles pertinentes, que influem na escolha do tipo de fundação.

Como conseqüência dos estudos hidrológicos, deverão ficar definidos:

- a - níveis máximo e mínimo das águas;
- b - seção de vazão do projeto;
- c - regime fluvial, com indicação de períodos de enchente e seca e dos meses mais convenientes para execução das fundações;
- d - necessidade de proteção das encostas ou das margens, nas proximidades da obra-de-arte especial;
- e - direção e velocidades da correnteza;
- f - existência e tipo de erosão do fundo e das margens do rio;

- g - arraste de material sólido;
- h - necessidade de gabarito de navegação;
- i - forma conveniente e espaçamento mínimo dos pilares.

3.2.3 - Parâmetros Geológicos e Geotécnicos

a - Considerações

Os estudos geológicos e geotécnicos necessários à implantação das obra-de-arte especiais serão divididos em duas fases distintas e complementares.

Na primeira, serão realizados estudos preliminares que, através da análise técnico-econômica, permitirão a determinação do comprimento total da obra e extensão dos aterros de acesso, bem como a definição estrutural da mesma, no que concerne à interação solo-estrutura; é a fase de anteprojeto.

Na segunda fase serão complementadas as sondagens e realizados eventuais estudos específicos que permitam à Projetista o dimensionamento da infraestrutura em função das cargas aplicadas, bem como a análise detalhada de fenômenos paralelos que possam interferir na estrutura da obra-de-arte especial.

A resistência à execução de estudos geotécnicos em duas fases, a pretexto do encarecimento decorrente de duas mobilizações de equipamentos, deve ser vencida e os custos podem ser reduzidos com a presença mais atuante da Projetista de obra-de-arte especiais.

Em todos os casos, é indispensável e obrigatório que exista uma sondagem no exato local de cada fundação.

Todas as sondagens deverão ser completas, permitindo a perfeita caracterização do solo; referências vagas, tais como “rocha ou matacão”, indicam sondagens incompletas e não podem ser aceitas.

b - Estudos Geotécnicos Preliminares

Uma vez definida a diretriz básica da obra, serão programadas sondagens ao longo da diretriz, obedecendo à seguinte esquematização:

- sondagens à percussão no local da obra-de-arte especial, em número de quatro, no mínimo, simétricas em relação ao eixo do acidente a ser vencido, sendo que duas nas prováveis transições obra-de-arte - aterros de acesso;
- todas as sondagens à percussão deverão ser realizadas de acordo com os critérios definidos pela NBR-6484/80, Execução de Sondagens de Simples

Reconhecimento dos Solos e pelas Diretrizes para Execução de Sondagens, da Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, Boletim 03, agosto/1977.

Após a realização das sondagens, a Projetista deverá apresentar um relatório preliminar dos estudos geotécnicos, que constará de:

- planta de locação das sondagens, em escala apropriada, em função do número de sondagens executadas;
- perfil geológico-geotécnico, indicando o número de sondagens, resultados do ensaio de penetração em cada uma, perfil provável de cada uma das camadas, posição do lençol freático, classificação de camadas do subsolo, indicando tipo, cor, consistência ou capacidade e demais elementos transcritos nos boletins de sondagens;
- descrição da metodologia empregada para a realização das sondagens, das diferentes camadas encontradas, análise preliminar de problemas que possam ocorrer quando da implantação da obra, bem como a anexação a estas descrições dos perfis individuais de cada uma das sondagens.

No caso da impossibilidade da execução de sondagens à percussão na densidade especificada, deverão ser programadas sondagens sísmicas, método sísmico de refração, ou sondagens elétricas, método da resistividade elétrica, que terão a finalidade específica de complementar os dados fornecidos por outros tipos de prospecção.

c - Estudos Geotécnicos Complementares

Depois de esboçado o Anteprojeto e conhecidas as posições dos pilares, as sondagens serão complementadas de modo que haja, sempre, um furo para cada fundação.

Excepcionalmente, a critério da Fiscalização e em terrenos muito uniformes, poderá ser permitida a execução de apenas um furo de sondagem por linha de apoio; neste caso, se o apoio for constituído de um pilar único, a sondagem deverá ser executada no eixo da obra e, se o apoio for constituído de dois ou mais pilares, os furos de sondagem serão executados, de forma alternada, sob os pilares externos.

d - Casos Especiais

Em casos especiais, de um grande conjunto de obras ou de obras excepcionalmente extensas ou difíceis, mediante determinação específica do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, os estudos preliminares terão a rotina a seguir descrita, implicando na elaboração dos seguintes documentos:

- Mapa Geológico

A Projetista deverá analisar a região através de um mapeamento geológico detalhado da faixa de domínio, realizado pela apreciação de relatórios geológicos existentes, referentes ou não ao mesmo projeto, pesquisa bibliográfica, interpretação fotogeológica de fotografias aéreas e, nos casos necessários e quando solicitada pela Fiscalização, inspeção geológica de campo.

À Fiscalização, em contato com a equipe geológica de campo, caberá a determinação do número e tipo das prospecções de subsuperfície, necessárias para a perfeita e completa inspeção da região.

O mapa geológico detalhado deverá conter, fundamentalmente, os seguintes elementos:

- delimitação entre os diferentes tipos de rochas e solos ocorrentes;
- aspectos e medidas estruturais dos afloramentos, tais como mergulho, xistossidade, falhas, dobramentos, trincas, descontinuidades, sistemas de fraturas etc.;
- localização de áreas sujeitas a escorregamentos, queda de blocos ou zona de tálus;
- localização de áreas pantanosas ou baixadas contendo solos moles;
- marcos de referência;
- rede de drenagem;
- meridianos, paralelos e norte magnético;
- escala gráfica e numérica;
- convenção das simbologias adotadas;
- qualquer dado adicional que a equipe geológica julgar necessário assinalar.

A apresentação do mapa geológico deverá ser em escala maior que 1/40.000, ilustrado com os dados topográficos disponíveis, contendo pontos de real interesse para o traçado definitivo.

- Relatório Geológico

Após a análise do mapa geológico, deverão ser realizados, conjuntamente com os demais elementos disponíveis - topografia, traçado básico, pontos obrigatórios de passagem, dados hidrológicos etc. - os estudos para a definição da diretriz definitiva da obra.

A partir desta diretriz, deverá ser apresentado um relatório geológico final, contendo cortes ou perfis geológicos transversais, com escalas horizontal e vertical iguais, e maiores que 1/5.000. O relatório deverá abordar os eventos geológicos mapeados, descrevendo suas características e metodologia empregada na pesquisa, e, finalmente, apresentar recomendações de caráter geológico, visando a implantação da obra.

- Análise dos Resultados

A partir destes dados, isto é, com o mapeamento geológico, relatório geológico e estudos geotécnicos preliminares, a Projetista deverá realizar a análise técnico-econômica, juntamente com os demais dados topográficos, hidrológicos etc., para a determinação do local de implantação e definição do comprimento da obra, em função do cotejo estrutura e aterro.

3.2.4 - Parâmetros Geométricos

O anteprojeto será desenvolvido a partir do conhecimento de todos os elementos geométricos da via na região da obra, tais como:

- a - Elementos de curva - raio, ângulo central, comprimento da transição, coordenadas e estacas dos pontos característicos, elementos de locação, etc., e alinhamentos das tangentes horizontais - azimutes ou rumos, distâncias, eixos, etc.
- b - Elementos de greide, a saber:
 - curvas verticais;
 - rampas anteriores e posteriores à obra-de-arte especial;
 - estacas de PIV, PCV, PTV;
 - coeficiente K de variação da parábola vertical, comprimento L, flecha máxima, etc.
- c - Perfil da superelevação, esquemas de sobrelarguras e todos os detalhes adicionais que porventura constem do Projeto Geométrico da via, na região de interesse da obra-de-arte, embora não citados anteriormente.

3.2.5 - Gabaritos

Serão obedecidos todos os gabaritos horizontais e verticais, tanto da via principal quanto da via inferior, conforme discriminado a seguir:

a - Da Pista de Rolamento

Os indicados no item 2.4.2.2 deste Manual.

b - Da Via Inferior

- Em cruzamentos sob jurisdição do DNER, os horizontais e verticais indicados na Figura 51.
- Em cruzamentos sob domínio de outros órgãos oficiais, rodovias, ferrovias, vias navegáveis, os aprovados pelas autoridades competentes. Caberá à Projetista prover a aprovação respectiva, devendo participar ao Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, com antecedência mínima de sete dias, as reuniões necessárias a tal objetivo.

Os documentos comprobatórios da aprovação correspondente serão encaminhados ao DNER, juntamente com o anteprojeto.

- Em cruzamentos com cursos d'água não navegáveis, a folga mínima a ser exigida entre o nível da enchente máxima e a face inferior da superestrutura será:
 - . de 1,00 m para condições normais de escoamento;
 - . de 0,50 m no caso de bacia de represamento, quando houver controle do nível máximo d'água e não existir vegetação flutuante;
 - . de 2,00 m no caso de rios de regime torrencial e com possibilidade de transporte superficial de vegetação densa.

3.2.6 - Parâmetros Executivos

O tipo estrutural deve atender às disponibilidades existentes na região, adequando-o a análises de:

- equipamento;
- mão-de-obra;
- vias de acesso, existentes ou a projetar;
- topografia local;
- custo inicial e facilidade de manutenção;
- elementos repetitivos;
- duração da construção.

No caso particular de estruturas em elementos pré-moldados, devem ser considerados os seguintes fatores adicionais:

- peso dos elementos;
- duração da linha de produção;
- produção industrial comparada com produção local;
- custo de transporte e de montagem.

3.2.7 - Parâmetros Operacionais e de Segurança

O tipo estrutural selecionado deve atender às utilidades funcionais da via projetada, considerando-se os seguintes fatores:

- rapidez da construção;
- desvio ou acomodação do tráfego durante a construção;
- manutenção do tráfego fluvial;
- flexibilidade para ajustes futuros.

A segurança da estrutura será observada:

- durante a construção, para proteção das propriedades vizinhas, equipamentos, turma de construção e tráfego existente;
- após a construção, de forma a minimizar os efeitos do tráfego ou eventuais impactos sobre a estrutura.

3.2.8 - Parâmetros Arquitetônicos

Entre soluções estruturais comparáveis, procurar-se-á escolher aquela que apresentar:

- semelhança e harmonia com estruturas vizinhas;
- integração com o meio ambiente;
- formas e revestimentos atraentes.

Algumas características das qualidades estéticas e diretrizes de projeto, do ponto de vista arquitetônico, serão desenvolvidas a seguir.

3.2.8.1 - Características das Qualidades Estéticas e Diretrizes de Projeto

a - Generalidades

Não há regras fixas que conduzam, obrigatoriamente, a obras de grande partido estético; entretanto, a análise das obras - primas da arquitetura revela certas características de qualidade e, destas, algumas podem ser apontadas para projetos, tais como proporções, simetria, ritmo e contrastes.

Estas diretrizes podem ser de grande ajuda no projeto e, no mínimo, contribuirão para que se evitem grandes agressões à estética; as diretrizes principais são as que, a seguir, são apresentadas.

b - Diretrizes Estético-Funcionais de Projeto

- Diretrizes Funcionais

Todas as estruturas são construídas com uma finalidade; a primeira exigência é, portanto, que a estrutura seja projetada de tal maneira que ela atenda, da melhor maneira possível, ao seu propósito principal.

A estrutura deve apresentar-se de uma forma pura, simples e inspirar uma sensação de estabilidade.

Na engenharia estrutural, além da função principal de suportar cargas e vencer vãos, outros requisitos, tais como, proteção adequada contra intempéries e limitação de deformações e vibrações, entre outros, devem ser atendidos; todos estes fatores, em maior ou menor quantidade, influem na elaboração dos projetos.

- Diretrizes de Proporção

Uma característica importante para que se alcance a beleza em uma estrutura é conseguir proporções harmoniosas no espaço tridimensional; relações adequadas entre comprimento, altura e largura, entre massas e vazios, entre superfícies fechadas e aberturas, são fundamentais.

Para as estruturas não é suficiente que o projeto esteja esteticamente correto: sob este aspecto, tanto pode ser satisfatória uma estrutura esbelta como uma robusta; a escolha das proporções adequadas é que conduz à harmonia e à beleza.

- Arranjo de Linhas e Cantos

A terceira regra importante é o princípio do arranjo das linhas e cantos de uma estrutura, limitando as direções destas linhas e cantos a um mínimo agradável à vista; muitas direções de cantos e de peças como tirantes e escoras, confundem o observador.

- Refinamento de Formas

Em muitos casos, corpos formados por linhas retas paralelas parecem rígidos e estáticos, produzindo ilusões óticas desconfortáveis.

Pilares altos com lados paralelos parecem, se vistos de baixo, mais largos no topo do que na base, o que não seria natural e nem esta espessura uniforme está de acordo com o conceito generalizado de funcionalidade, porque as solicitações decrescem do topo para a base.

Os vãos de um viaduto cruzando um vale devem ser menores nos taludes e mesmo as alturas das vigas podem ser ajustadas aos vãos variáveis; vigas longas com fundos exatamente horizontais parecem ter sofrido abatimentos e devem ser construídas com contra-flechas.

Efeitos de luz e sombra são importantes como no caso dos balanços transversais das lajes que, se adequadamente longos, colocam as vigas na sombra, fazendo-as parecer mais leves.

- Integração com o Meio Ambiente

A integração da estrutura com o meio ambiente e com paisagens urbanas ou rurais é uma necessidade, e um dos fatores principais para esta integração é um adequado proporcionamento de suas dimensões.

3.3 - Escolha do Tipo Estrutural

3.3.1 - Generalidades

Definida a diretriz no trecho, a escolha da solução estrutural e a otimização de comprimento e vãos será definida após o perfeito conhecimento e a completa assimilação de todos os parâmetros de implantação da obra.

O tipo estrutural que melhor atender à interação solo-estrutura e que apresentar maiores vantagens, após o cotejo técnico e econômico de todas as variáveis envolvidas, será o escolhido.

Para esta escolha, principalmente nas obras de grande porte, o projetista deverá

ter uma larga experiência, adquirida pelo conhecimento de uma vasta gama de projetos e soluções.

3.3.2 - Comprimento da Obra e Distribuição dos Vãos

O comprimento total da obra será estabelecido em função da seção de cruzamento sob a estrutura e conforme a utilização prevista para a obra; assim, o comprimento da obra deverá ser suficiente para:

- a - permitir o seu perfeito encaixe nos taludes extremos, quando se tratar de terrenos acidentados;
- b - permitir que a altura dos aterros fique limitada, no máximo, em cerca de doze metros, dependendo das características de deformação ou resistência do terreno natural que os suportará;
- c - permitir que os aterros de acesso fiquem permanente e convenientemente protegidos das enchentes, quando se tratar de travessias fluviais.

3.3.3 - Escolha da Seção Transversal

A escolha da seção transversal da obra-de-arte especial depende de uma série de fatores, dos quais os mais importantes são os que, a seguir se indicam:

- comprimento dos vãos e sistema estrutural longitudinal;
- altura disponível para a estrutura ou a esbeltez desejada;
- condições locais, métodos construtivos e equipamentos disponíveis;
- economicidade da solução e do método construtivo.

Os itens seguintes descrevem as características básicas dos tipos mais comuns de estruturas de concreto, para referência de estudos preliminares.

3.3.4 - Estruturas em Laje

3.3.4.1 - Generalidades

As estruturas em laje podem ser moldadas no local ou constituídas de elementos pré-moldados; são indicadas para vãos curtos, baixa altura de construção e pequenas relações altura/vão.

Apresentam grandes vantagens construtivas já que os detalhes de fôrmas, das armaduras e a concretagem são mais simples, resultando em velocidade e facilidade de construção.

A aparência, geralmente sóbria e simples, pode ser ainda melhorada com a adoção de formas mais estéticas, conforme sugerido na Figura 52.

3.3.4.2 - Estruturas Moldadas no Local

a - Lajes Maciças

Em concreto armado convencional, são utilizadas para vãos até 15 metros, com relação altura/vão da ordem de 1/15, em vãos isostáticos, e 1/20 e 1/24, em vãos contínuos; em concreto armado protendido, atingem relação altura/vão de 1/30, sendo usadas em vãos até 24 metros quando a altura da laje é constante e vãos até 30 metros ou 36 metros, quando são introduzidas mísulas nos apoios.

A laje maciça é especialmente indicada para pontes esconsas, pontes de largura variável e pontes de plantas irregulares, conforme representado na Figura 53.

Alguns tipos de lajes maciças estão indicadas nas Figuras 54, 55, 56 e 57.

b - Lajes Vazadas

Quando o vão da estrutura aumenta, o peso próprio da laje maciça torna-se excessivo; para vãos maiores que 12 metros é aconselhável prover a mesma de aberturas longitudinais, em geral circulares, destinadas a diminuir o peso da estrutura.

Quando essas aberturas tiverem dimensões inferiores a 60% da espessura total da estrutura e desde que o processo construtivo previsto permita deformações uniformes do tabuleiro, a laje pode ser calculada como isótropa - Figura 54 b; satisfeitas essas condições, porém com diferença apreciável entre as rijezas longitudinal e transversal, a estrutura deve ser considerada ortótropa - Figuras 55 d e 56.

Quando a maior dimensão da abertura for superior a 60% da espessura total, não se poderá prescindir das deformações locais nos furos, e o tabuleiro deverá ser calculado como estrutura celular.

O tipo indicado na Figura 54 b satisfaz às mesmas relações altura/vão indicadas para as lajes maciças, com aplicação usual para vãos de 12 a 20 metros. A espessura das nervuras, à meia altura da laje, varia, em geral, de 12 a 15 cm.

Os vazios das lajes podem ser conseguidos com fôrmas perdidas, através de tubos ou perfilados retangulares, de compensado ou de plástico; os tubos ou elementos vazados que servem de fôrma, devem ser ancorados por ocasião da concretagem, para impedir sua flutuação.

As espessuras mínimas das lajes de concreto, em cima e em baixo dos vazios, não devem ser inferiores a 12 cm, sendo conveniente que as armaduras sejam duplas.

As nervuras entre os vazios devem ter espessura adequada para acomodar as armaduras, sendo obrigatória a utilização de estribos.

As nervuras extremas devem ser bem mais espessas que as centrais; sobre os apoios e no meio do vão, ou a $L/3$ nas pontes muito esbeltas, deve-se adotar vigas transversais com espessura mínima de $h/2$.

3.3.4.3 - Estruturas Constituídas de Elementos Pré-Moldados

As estruturas em laje, compostas de elementos pré-moldados, podem ser constituídas de diversos tipos de elementos longitudinais pré-fabricados; alguns desses tipos são indicados a seguir.

a - Estruturas Constituídas de Vigas T Invertidas

Conforme indicado na Figura 54 a, a estrutura em laje é composta de Vigas T invertidas, fabricadas em bancadas e colocadas justapostas em seus lugares definitivos; a seguir, com uma concretagem local, preenche-se os vazios e atinge-se o greide desejado.

O trabalho em conjunto dos elementos pré-moldados deve ser garantido por armaduras de espera nas vigas e armaduras transversais.

Este tipo de laje é usual para vãos de 12 a 20 metros e as espessuras dos elementos pré-moldados variam, em geral, de 12 a 15 cm.

Uma solução variante é a que se indica na Figura 55 b; nesta solução, os vazios entre os elementos não são preenchidos, ficando a laje apenas na parte superior; a concretagem dessa laje é feita com o auxílio de fôrmas, em geral constituídas de

placas pré-moldadas de pequena espessura, que podem ou não fazer parte da laje futura, apoiadas nas cabeças das nervuras. A ligação transversal é feita exclusivamente pela laje superior, sem protensão transversal.

Este sistema é geralmente utilizado para vãos isostáticos compreendidos entre 15 e 30 metros, com relação altura/vão variando de 1/20 a 1/25 para vigas pré-moldadas protendidas; a espessura da alma situa-se entre 10 e 20 cm e o peso máximo de cada nervura é, normalmente, inferior a 30 tf.

b - Estrutura Constituída de Elementos Vazados

O sistema apresentado na Figura 56 a compõe-se de vigas-caixão pré-moldadas justapostas transversalmente. As juntas longitudinais são preenchidas com argamassa e a ligação transversal é feita por meio de protensão, em geral aplicada a vigas transversais concretadas no local, em aberturas executadas previamente no caixão. No caso de ser a junta suficientemente larga, de modo a permitir ancoragem eficiente, é possível executar a ligação transversal através de armadura passiva, distribuída em toda a extensão longitudinal da estrutura.

As mesas inferiores das vigas-caixão tornam esse sistema adequado para obras com continuidade longitudinal posterior, sejam em superestruturas contínuas ou estruturas em pórtico. Em ambos os casos, a continuidade é garantida, via de regra, por meio de armadura passiva.

Esse tipo de seção transversal é utilizado para baixas relações altura/vão, de 1/25 ou menos, em concreto protendido, e de aplicação limitada ao peso dos elementos pré-moldados, em geral não superior a 70 tf, restringindo sua viabilidade a vãos de 15 a 30 metros. Nos casos comuns, a altura do tabuleiro varia de 0,5 a 1,0 metro, com espessuras mínimas de 12 cm para a mesa e de 10 cm para a alma das vigas.

Face às deformações diferenciadas das vigas pré-moldadas, é conveniente prever enchimentos de regularização, com o objetivo de nivelar a estrutura antes da pavimentação.

Há, pelo menos, duas maneiras de solidarizar os elementos pré-moldados:

- através de protensão transversal, de todo o conjunto, nos apoios e no centro do vão, no mínimo;
- através de armaduras de espera nos elementos pré-moldados e execução de uma laje superior, de concreto armado, convenientemente dimensionada para garantir a solidarização dos elementos e a distribuição de cargas.

Exemplo prático do segundo tipo de solidarização são as lajes ocas formadas por perfis de seção em caixão, paredes finas, protendidas em bancadas, com reentrâncias nas fôrmas para transmissão de forças cortantes, conforme representado na Figura 58.

A solidarização mais confiável seria obtida com transversinas protendidas e, neste caso, a laje superior, de regularização, não teria maiores responsabilidades estruturais; uma outra solução aceitável seria deixar armaduras de espera nas paredes dos caixões e transformar a laje de regularização em laje estrutural, com capacidade de solidarizar os caixões individuais e promover a distribuição de cargas.

3.3.5 - Estruturas em Viga

3.3.5.1 - Generalidades

No desenvolvimento deste item serão utilizados conceitos e Figuras constantes do livro *Brücken/Bridges* de Fritz Leonhardt.

A viga é o tipo mais simples de estrutura, sendo adequada para uma extensa faixa de variação de vãos, desde 10 metros, nos pontilhões de concreto armado, até mais de 100 metros, em vigas protendidas de altura variável.

Entretanto, no caso de grandes vãos, os processos executivos de recente desenvolvimento são, em geral, adequados para estruturas de grande rigidez à torção e os valores altos de momentos negativos requerem, no caso de vãos extensos, a adoção de estruturas celulares. As estruturas em vigas são utilizadas, normalmente, para vãos até 50 metros com moldagem no local e cimbramento convencional, e até cerca de 40 metros para estruturas pré-moldadas, lançadas por treliça.

3.3.5.2 - Conceitos de Estética e Proporções

Os fatores mais importantes na aparência da obra-de-arte especial são a proporção adequada das peças e a esbeltez.

Em obras de grandes vãos, e com estruturas de aço ou de concreto protendido pode-se alcançar vãos de cerca de duzentos metros, fica mais difícil conformar agradavelmente a aparência: as dimensões crescem com os vãos, fazendo com que se torne crítica a compatibilidade das massas da estrutura com o meio ambiente.

Em obras de pequenos e médios vãos, a escolha adequada das proporções e o atendimento de outros parâmetros podem conduzir a soluções de grande efeito estético.

a - Vigas de Altura Constante

Atualmente, soluções em vigas de altura constante são mais utilizadas; o fundo da viga é paralelo ao alinhamento do greide, tanto na viga de um só vão como na viga contínua.

O fator mais importante neste tipo de obra-de-arte especial é a esbeltez da viga, definida pela relação L/d , ou seja comprimento do vão/altura da viga; dependendo da esbeltez, a obra pode transmitir uma sensação de leveza e elegância ou, pelo contrário, de robustez exagerada.

A esbeltez pode variar entre $L/d = 5$ e $L/d = 30$, para pontes de um só vão, e atingir $L/d = 45$, em vigas contínuas.

Alguns exemplos, a seguir, demonstram como a harmonia das proporções depende da relação entre as massas dos elementos estruturais e as grandezas das aberturas ou vazios.

A Figura 59 oferece três exemplos de passagens inferiores, todas de pequenos vãos e grandes encontros. Quando a distância entre encontros é praticamente igual à altura da obra, uma esbeltez igual a 5 é mais agradável que uma esbeltez igual a 10; quando, porém, a distância entre encontros cresce até formar com a altura da obra um retângulo achatado, a esbeltez igual a 10 torna-se bem mais agradável.

A Figura 60 mostra dois exemplos de passagens inferiores, de aberturas pronunciadamente retangulares e encontros pequenos: a esbeltez igual a 10 torna a obra pesada, enquanto que a esbeltez igual a 20 transforma a obra em uma estrutura esteticamente agradável.

A Figura 61 mostra dois exemplos de travessia de um pequeno rio através de pontes contínuas de três vãos; a primeira obra, com esbeltez igual a 20 e pilares robustos é mais agradável que a segunda, com esbeltez igual a 15 e pilares delgados.

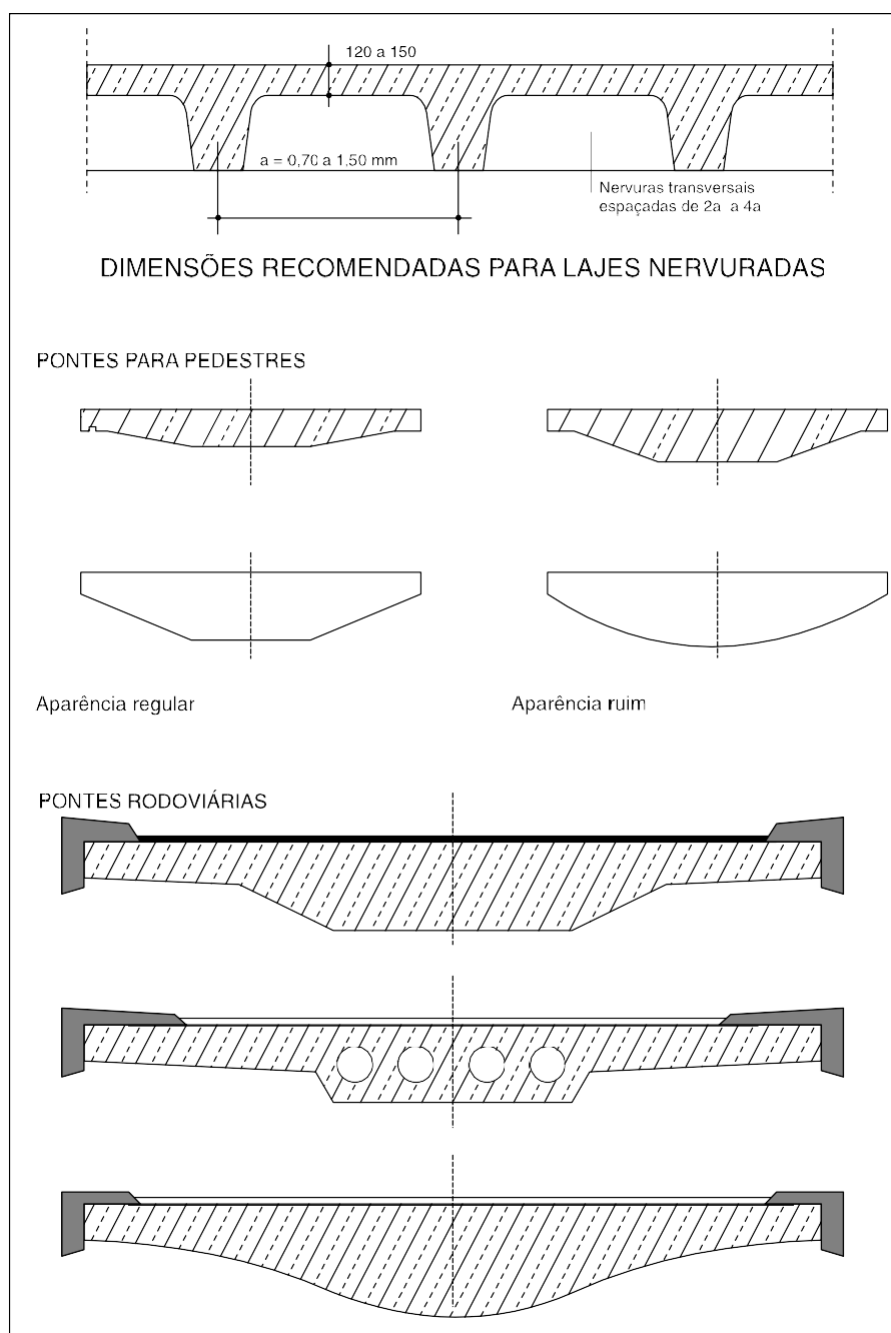


Figura 52 - FORMAS POSSÍVEIS DE SE MELHORAR A APARÊNCIA DE PONTES EM LAJES ESBELTAS

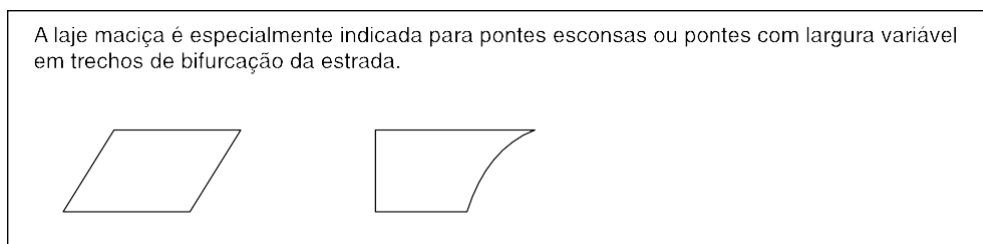


Figura 53

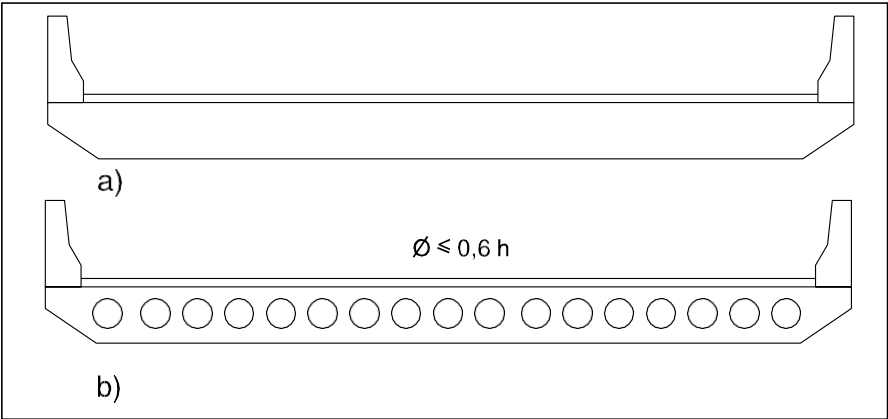


Figura 54

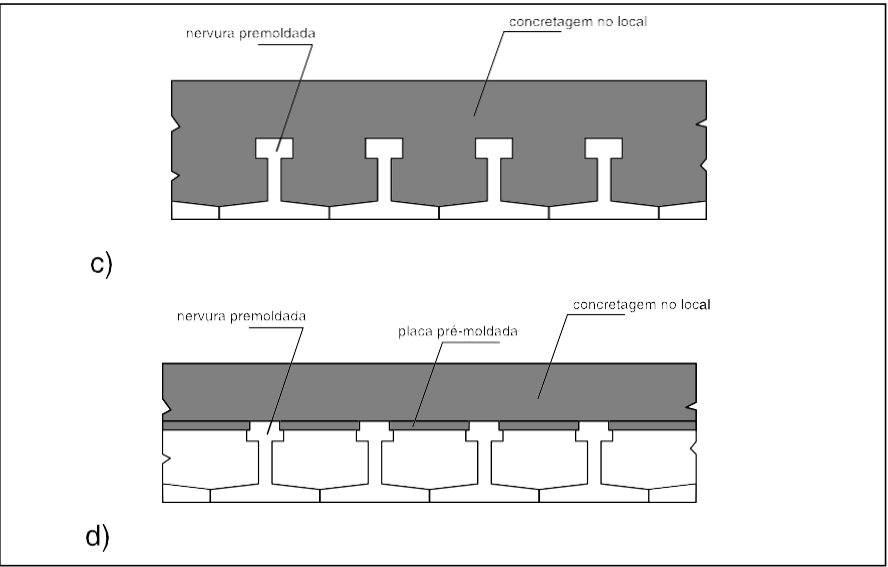


Figura 55

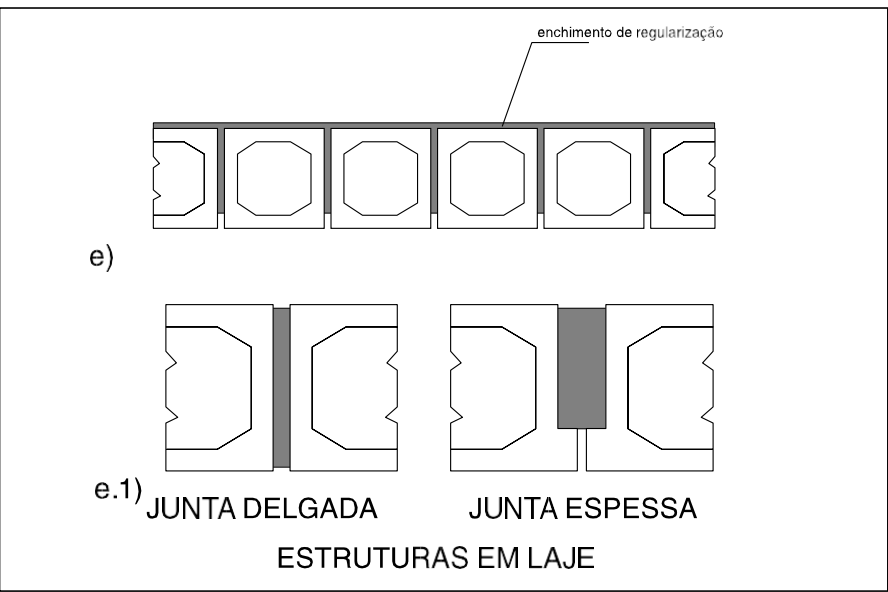
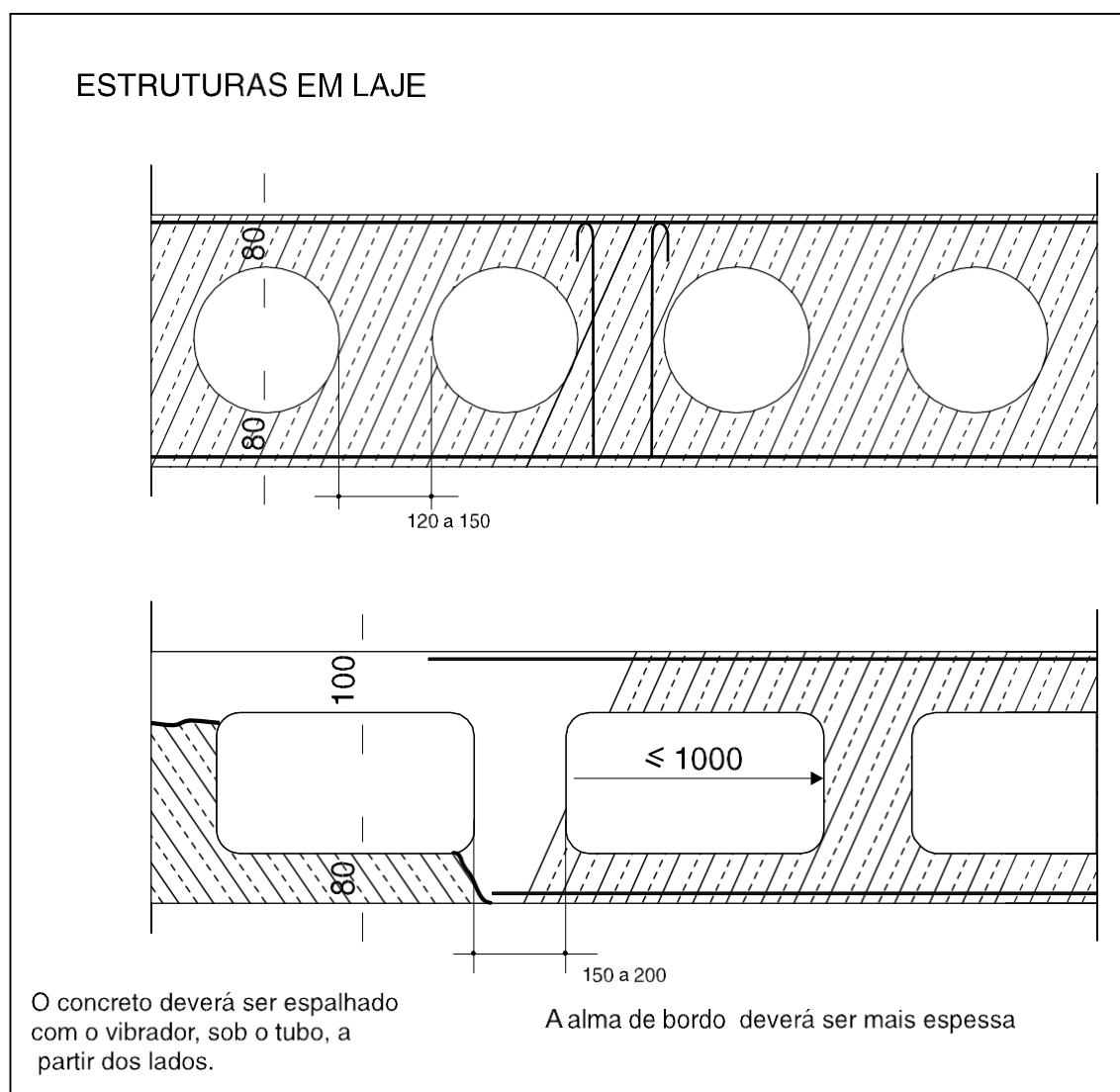


Figura 56

**Figura 57 - DIMENSÕES RECOMENDADAS PARA LAJES OCAS**

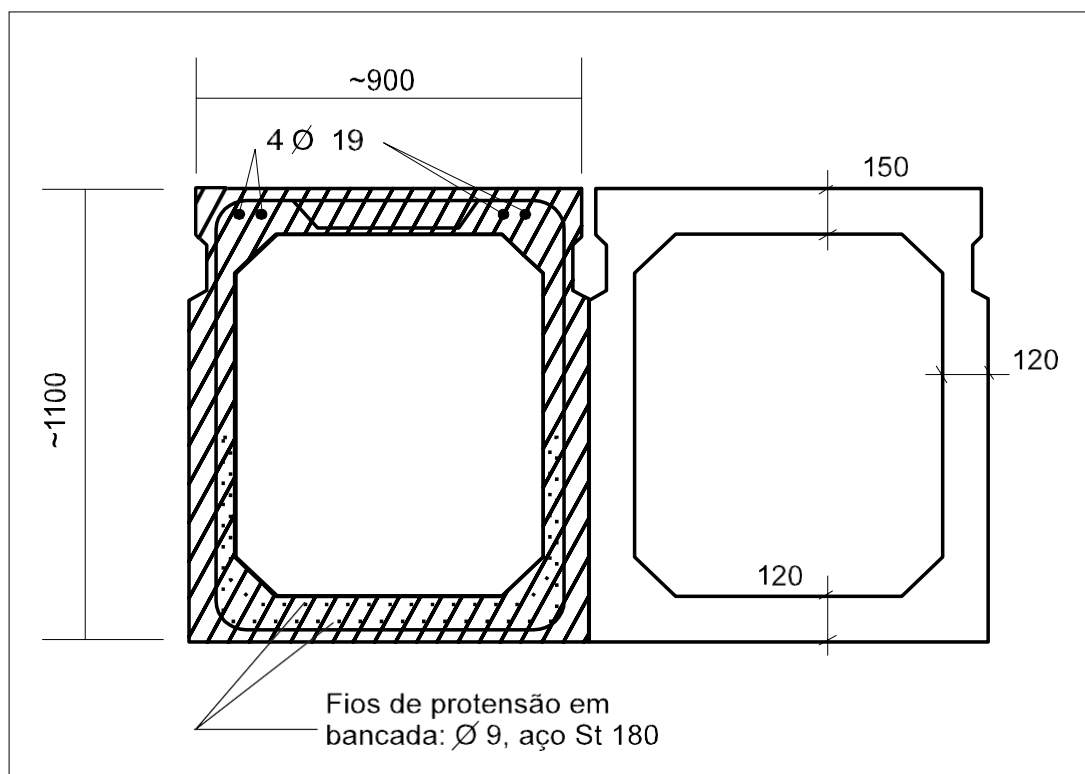


Figura 58 - Vigas vazadas, protendidas em bancada, usuais nos Estados Unidos

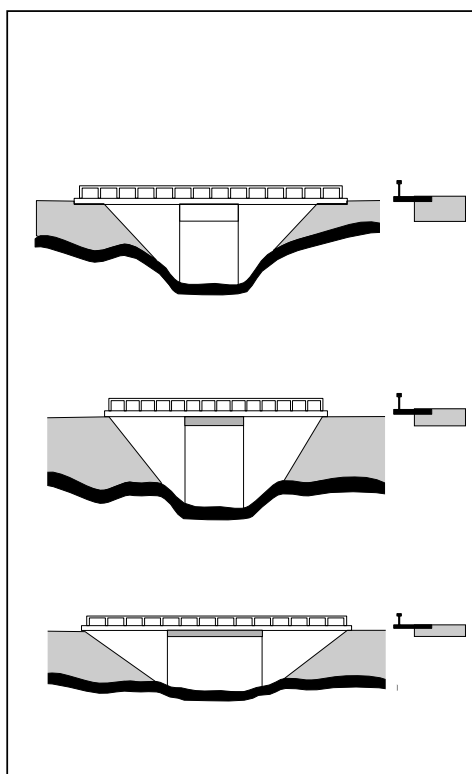


Figura 59

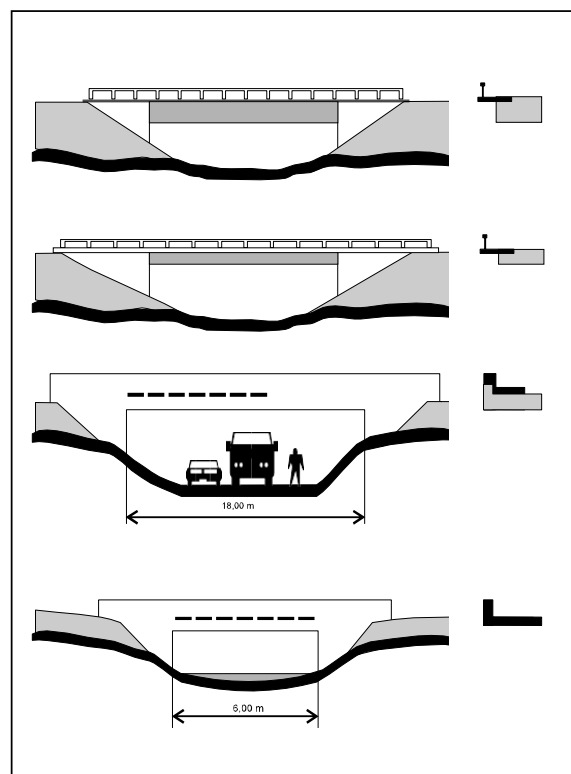


Figura 60

b - Vigas de Altura Variável

Embora estruturalmente funcionais, já que as vutes aumentam as alturas nos apoios, regiões de maiores momentos fletores e forças cortantes, as vigas com altura variável são menos usadas em virtude de dificuldades construtivas; o aumento de altura nos apoios provoca uma redistribuição de solicitações, aliviando os trechos centrais e permitindo que se tenha, nestes trechos, alturas menores que seriam necessárias em vigas de altura constante.

Se o alinhamento do greide é reto, horizontal ou levemente inclinado, vutes retas têm boa aparência, mas não devem se estender além de $0,20 L$ e não devem ter inclinações superiores a $1/8$; ver Figura 62.

Se o greide tem curvatura vertical, as vutes devem, também ter curvaturas que, quase sempre, se estendem até os meios dos vãos; ver Figura 62.

As vigas de altura variável devem ter, via de regra, vãos extremos menores que o vão principal, da ordem de $0,7$ a $0,8 L$, de maneira que os momentos positivos, nos vãos extremos, não sejam maiores que no vão principal.

c - Vigas de Viadutos

Quando a estética é importante, a viga contínua é o tipo preferido para viadutos. Alguns tipos de viadutos são apresentados e comentados a seguir:

- Figura 63 - Viaduto em vale profundo, com forma de V: pilares esbeltos, pouco espaçados, para ressaltar a altura da obra.
- Figura 64 - Viaduto em vale profundo, com forma de V: vãos grandes e pilares de espessura variável.
- Figura 65 - Viaduto em vale não muito pronunciado, com vãos variáveis e aparência harmoniosa.
- Figura 66 - Viaduto em vale não muito pronunciado, vãos pequenos e iguais, sem transmitir nenhuma impressão de leveza.

3.3.5.3 - Estruturas em Vigas Moldadas no Local

As estruturas em vigas requerem detalhes de moldagem e de acabamento mais trabalhosos que as estruturas em laje maciça ou vazada, implicando em tempo de construção mais longo e em custo adicional; por outro lado, é possível obter-se soluções mais econômicas através da escolha criteriosa das vigas. A comparação entre os custos de construção das vigas e o da espessura adicional da laje será determinante na escolha da forma estrutural.

Com o objetivo de simplificar a execução, é de uso frequente desligar da laje superior as vigas transversais de vão ou até prescindir das mesmas, cabendo então à laje toda a distribuição transversal das cargas. Nos casos particulares de estruturas concebidas sem transversinas, as lajes deverão ter espessuras suficientes para garantir a rigidez transversal do conjunto, devendo ser, também, considerada a distorção da seção transversal, quando for o caso; a altura livre deverá ter uma folga mínima de um metro em relação ao gabarito vertical, para que, em nenhuma hipótese, possam ocorrer choques de veículos na região inferior das longarinas.

Em geral, estruturas em vigas são providas de balanços laterais, projetados de $1/3$ a $1/2$ do espaçamento entre vigas, de forma a produzir efeito estético agradável e compondo elevações sóbrias e simples; a vista inferior, entretanto, pode ser insatisfatória.

As Figuras 67 a e 67 b mostram as seções transversais típicas de estruturas em duas vigas e em grelha, moldadas no local. No primeiro caso, quando projetadas em concreto armado convencional, as relações altura/vão são da ordem de $1/12$ para obras isostáticas e de $1/14$ em obras contínuas; no segundo caso, essas relações caem para $1/14$ e $1/16$ respectivamente. Relações menores são possíveis, porém com acréscimo de armaduras e condições de uso afetadas pelas características de deformação do concreto.

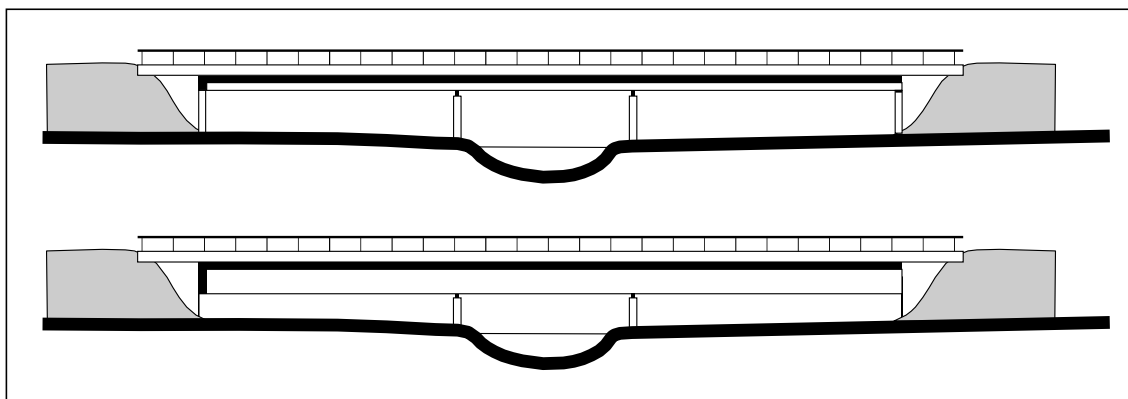
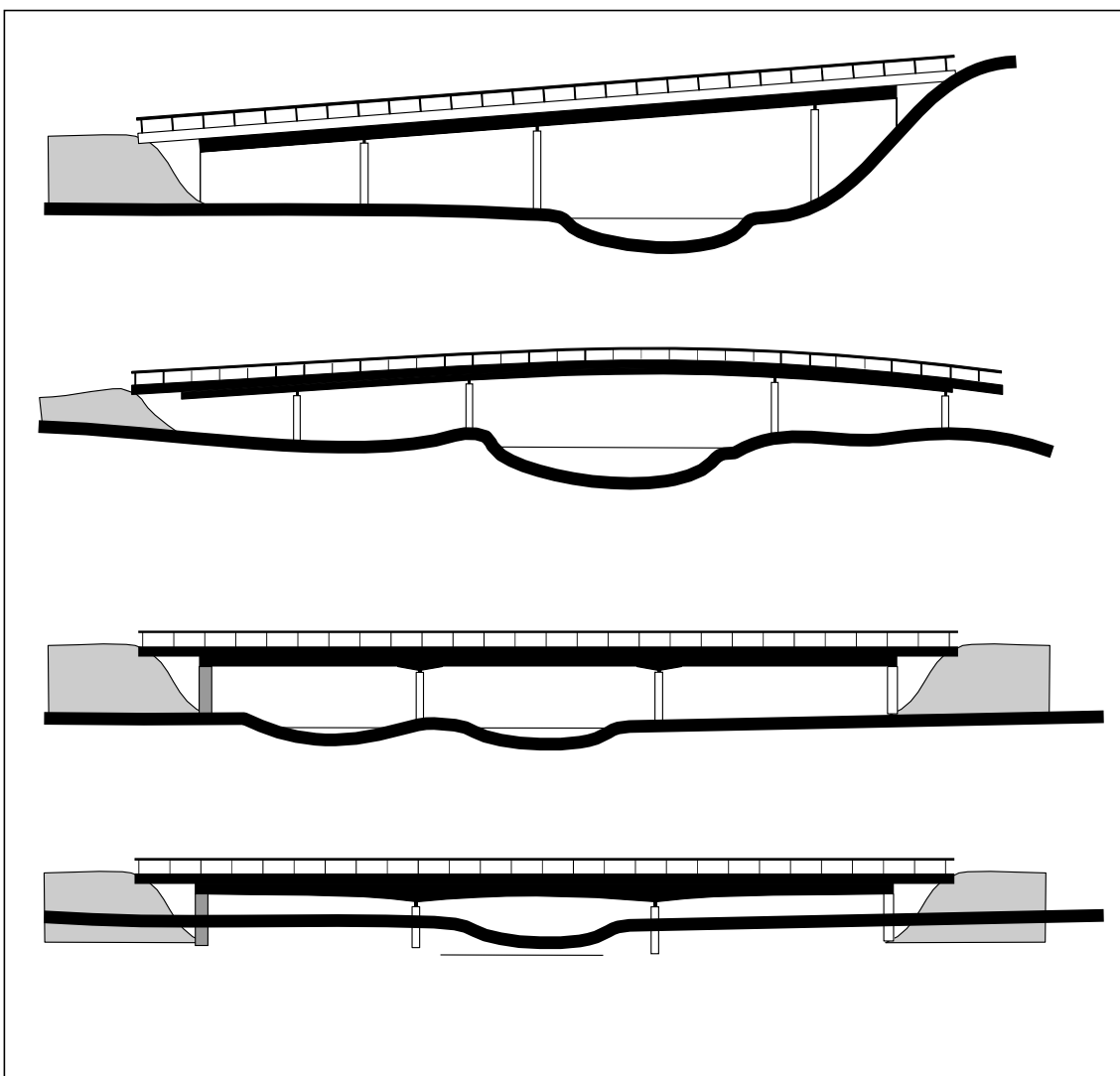
Quando projetadas em concreto protendido, as relações altura/vão caem para $1/18$ e $1/20$, respectivamente, aplicáveis a vãos até 50 metros.

Nos casos de vigas de concreto armado, a espessura das vigas será estabelecida em função do posicionamento adequado das barras da armadura na seção transversal, especialmente nas regiões de emenda, de modo a permitir concretagens sem falhas e vibração satisfatória; em nenhum caso, as almas terão espessura menor que 25 cm.

A determinação da espessura da laje superior será feita em função do espaçamento das nervuras, sendo geralmente mais econômico utilizar vigas altas com espaçamento maior; usualmente, o espaçamento máximo nos casos de estruturas em duas vigas varia entre 7,0 e 8,0 metros e, o econômico, em caso de grelhas, varia entre 2,0 e 3,5 metros.

Para um dimensionamento preliminar, podem ser utilizados os seguintes valores, para espessuras das lajes no meio do vão:

Vão da Laje (m)	Espessura da Laje (cm)
2,00	15
3,00	18
4,00	20
5,00	22
6,00	25

**Figura 61****Figura 62**

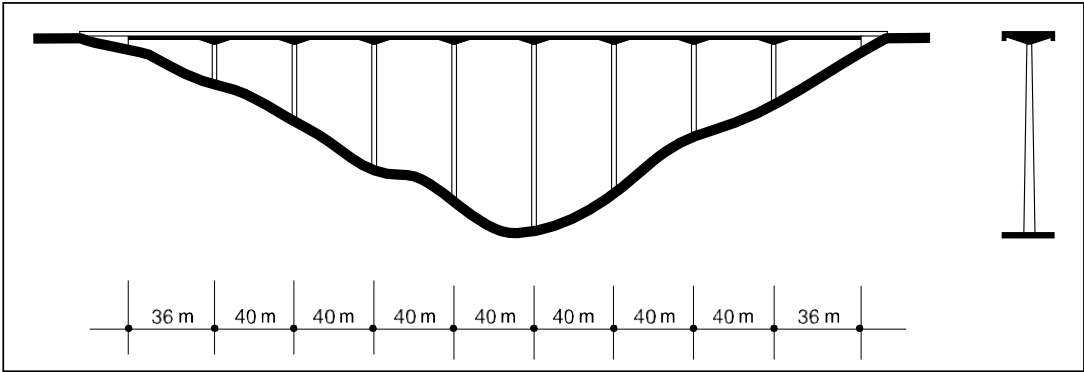


Figura 63

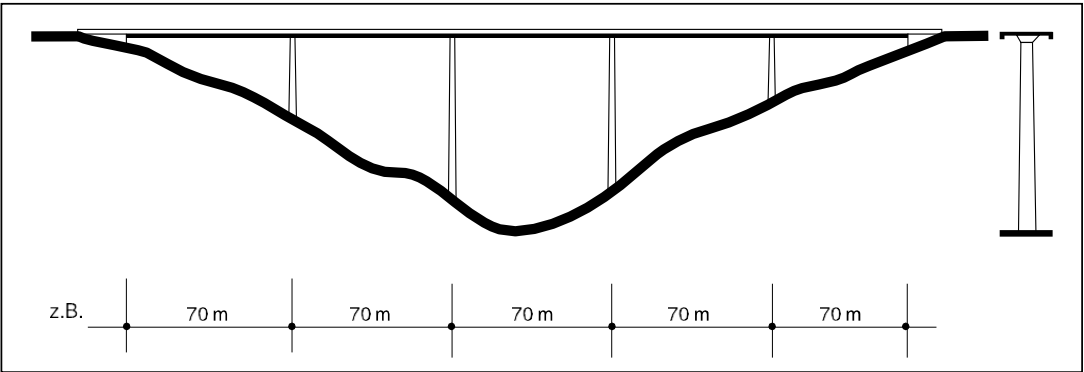


Figura 64

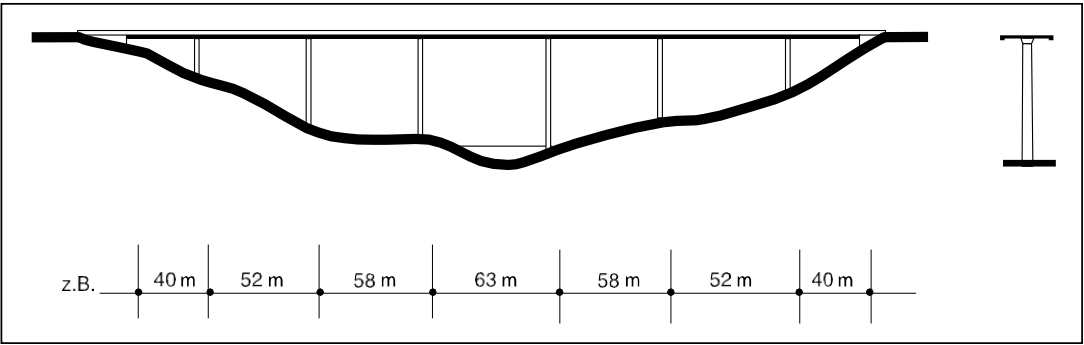


Figura 65

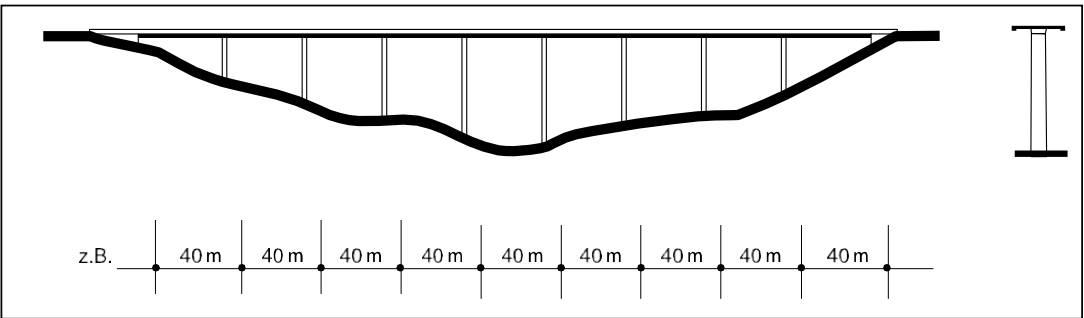
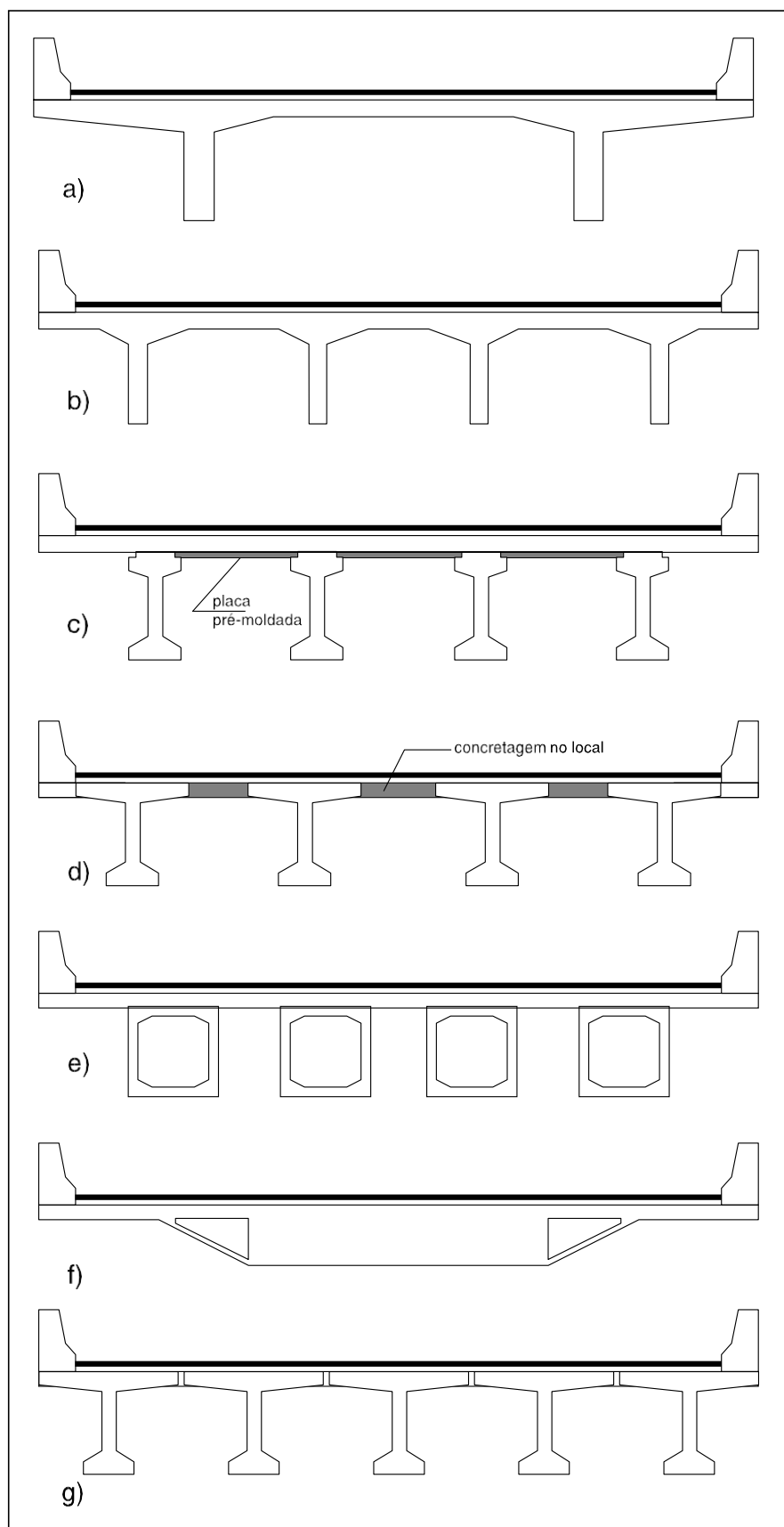


Figura 66

**Figura 67 - ESTRUTURAS EM VIGAS**

3.3.5.4 - Estruturas em Vigas Pré-Moldadas

As estruturas pré-moldadas das obra-de-arte especiais são, na sua quase totalidade, de concreto protendido; excepcionalmente é usado, em pouquíssimas obras, o concreto armado convencional; o presente item, portanto, estará inteiramente direcionado para vigas pré-moldadas de concreto protendido.

As estruturas em vigas pré-moldadas, utilizadas para vãos máximos da ordem de 40 metros, podem ser bastante adequadas e econômicas, visto que, além de não necessitarem de cimbramento, minimizam o tempo de execução da obra; os escoramentos são substituídos por treliças de lançamento que colocam as vigas pré-moldadas em suas posições definitivas. A redução no tempo de execução é conseguida com a instalação de canteiros de pré-fabricação de vigas; enquanto se executam a infra e a mesoestrutura, as vigas pré-moldadas são fabricadas e estocadas.

Como toda solução estrutural, a de vigas pré-moldadas apresenta vantagens e desvantagens; as principais vantagens já foram apontadas e, entre as desvantagens, podem ser citadas:

- a - não são soluções estéticas e, na sua forma mais simples, não se prestam para soluções urbanas;
- b - apresentam grande número de juntas, embora minimizadas pela adoção de lajes elásticas;
- c - exigem canteiros especiais de fabricação e de estoque, e treliças de lançamento de grande porte;
- d - as travessas de apoio das vigas pré-moldadas são, em geral, pesadas e antiestéticas.

A solução em vigas pré-moldadas de concreto protendido tem sido bastante utilizada em obras extensas e de escoramento difícil, prolongado ou de risco; nas travessias de rios largos e sem exigência de gabarito de navegação é, praticamente, uma solução padrão.

A seção transversal das estruturas em vigas pré-moldadas tem sofrido transformações através do tempo; da forma tradicional, escola francesa, representada na Figura 67d, evoluiu para outras formas, duas das quais representadas nas Figuras 67c e 67g.

A seção transversal da escola francesa apresenta uma série de inconvenientes e não deve ser utilizada; a laje concretada no local, entre vigas e nos extremos em balanço, apesar de protendida transversalmente, permite infiltrações nas juntas de concretagem, a deterioração das bainhas e a corrosão dos cabos de protensão.

Atualmente, a preferência é pela solução variante da Figura 67c, laje de concreto

armado executada no local, apoiada em placas pré-moldadas de concreto armado; em geral, estas placas pré-moldadas já incorporam a armadura inferior definitiva.

A ligação das vigas pré-moldadas com a laje concretada no local faz-se através de armaduras de espera, em geral os próprios estribos, deixadas nas vigas pré-moldadas e a solidarização da estrutura se consegue, via de regra, com apenas uma transversina central e duas extremas, nos apoios; as transversinas, para as quais pode ou não haver armadura de espera, são concretadas e protendidas no local.

Estruturalmente, a seção transversal é bem equilibrada quando o espaçamento entre vigas é o dobro do comprimento dos extremos em balanço; construtivamente, porém, a execução das lajes em balanço apresenta certas dificuldades já que não podem, como as lajes centrais, ser executadas somente com apoio em lajes pré-moldadas.

As dificuldades construtivas têm sido contornadas de várias maneiras, tais como com escoramento com mão francesa e com escoramento superior; talvez, a melhor solução, mesmo às custas de uma menor economicidade da laje superior, seja a eliminação das lajes em balanço, com a utilização de vigas de abas largas ou com a colocação das vigas externas na posição mais extrema possível.

As soluções representadas nas Figuras 67c e 73e, que indicam variantes em vigas pré-moldadas protendidas, pré ou pós-tensionadas, podem ter a laje superior não protendida e concretada no local ou, o que é menos comum, ter a laje constituída por painéis pré-moldados, protendidos ou não, ligados às nervuras por meio de armaduras ou conectores, em concretagem posterior e local.

A solução representada na Figura 67g, vigas pré-moldadas de mesas largas, tem, no Brasil, aplicação limitada, visto que as treliças de lançamento são projetadas, de uma maneira geral, para transportar vigas com mesas de até 1,20 m de largura.

As relações altura/vão das nervuras variam de 1/15 a 1/20 e as estruturas assim constituídas são aplicáveis nos casos em que o cimbramento convencional é preterido por razões econômicas, operacionais ou construtivas, em vãos compreendidos entre 20 e 45 metros, em geral isostáticos. A seção mostrada na Figura 67e, constituída por vigas pré-moldadas em caixão, é indicada para os casos de tabuleiros com continuidade longitudinal posterior, já que a mesa inferior do caixão é adequada para absorver os esforços de compressão devidos aos momentos negativos.

Na definição das dimensões geométricas das vigas pré-moldadas e disposição dos elementos de suspensão, é importante a verificação da estabilidade lateral das peças nas fases de transporte e montagem. Além disso, a largura do talão inferior e a dimensão dos aparelhos de apoio devem ser fixadas de forma a, satisfazendo as condições requeridas de resistência, não comprometerem a estabilidade da viga já posicionada.

Em primeira aproximação, a espessura da alma das nervuras varia de 15 a 25 cm

nos tipos indicados nas Figuras 67c e 67d e de 8 a 16 cm no caso de viga caixão, Figura 67c, utilizando-se os menores valores apenas nos casos de protensão com aderência inicial, em que o controle de fabricação das peças de resistência e a vibração do concreto são efetuados em condições favoráveis e com rigor.

Quando as vigas forem pós-tensionadas, recomenda-se uma espessura mínima de 20 cm, desde que satisfeitas as especificações de cobrimento e espaçamentos das armaduras prescritas pelas Normas Brasileiras, e que permita uma concretagem eficiente da alma, especialmente nas regiões de cabos levantados; quando houver duas filas paralelas de cabos atravessando a alma, o valor mínimo da espessura da alma deve ser ampliado para 30 cm.

3.3.6 - Estruturas Celulares

3.3.6.1 - Generalidades

As seções celulares apresentam características estruturais de grande rigidez longitudinal e torcional, com pequeno consumo de material, o que as tornam vantajosas para traçados em curva e grandes vãos com cargas excêntricas; são, também, estruturas que podem ter grande efeito estético e soluções obrigatórias em viadutos urbanos.

3.3.6.2 - Conceitos de Estética e Proporções

Os conceitos de estética e proporções já desenvolvidos no Item 3.3.2, para Estruturas em Viga são todos válidos para as Estruturas Celulares; apenas alguns pequenos artifícios, para dar à estrutura uma aparência maior de leveza, serão apresentados a seguir.

Nas Figuras 68 e 69, foram combinados comprimentos das lajes em balanço e relações entre faixas aparentes, $g/h = 0,5$ a $0,3$, para aumentar a esbeltez da estrutura.

Na Figura 70, as vigas inclinadas da estrutura celular aumentam a esbeltez real da obra.

Na Figura 71, além da laje em balanço e da viga inclinada, a esbeltez aparente foi aumentada com a inclinação da primeira faixa aparente, junto ao guarda-corpo.

Na Figura 72, uma solução bastante usada para estrados largos; o caixão central é relativamente estreito e os extremos em balanço da laje superior são suportados por escoras.

Nota-se, em todas as Figuras apresentadas, a preocupação com o acabamento e com o escoamento das águas pluviais, pela utilização de peças pré-moldadas que compõem o passeio, a pingadeira e o suporte da guarda-corpo.

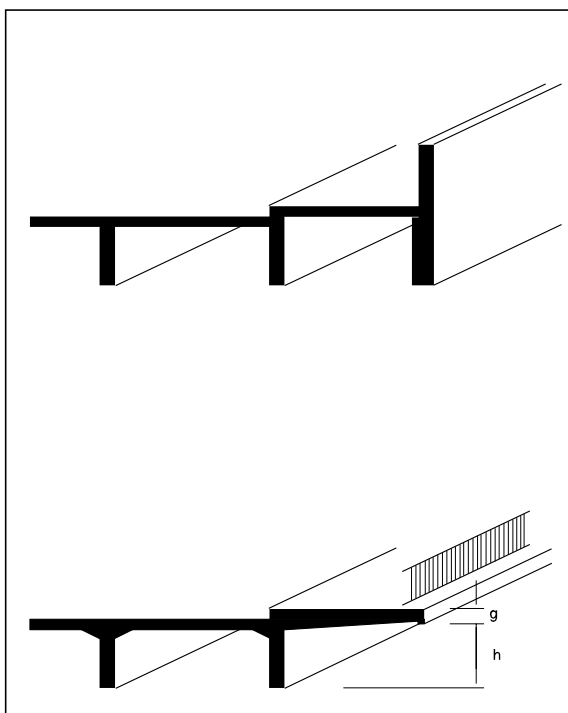


Figura 68

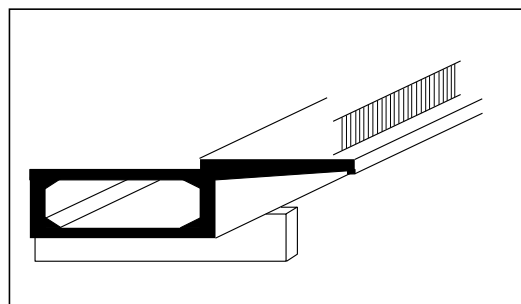


Figura 69

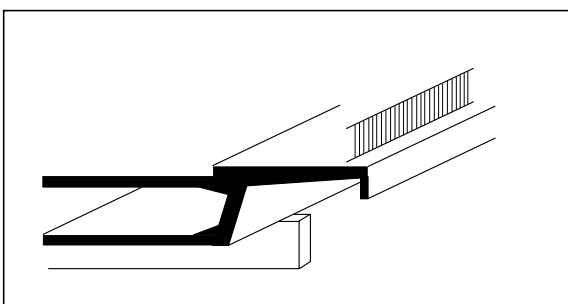


Figura 70

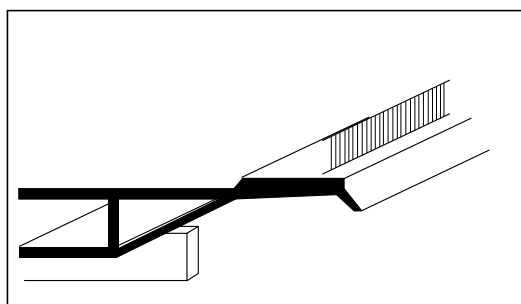


Figura 71

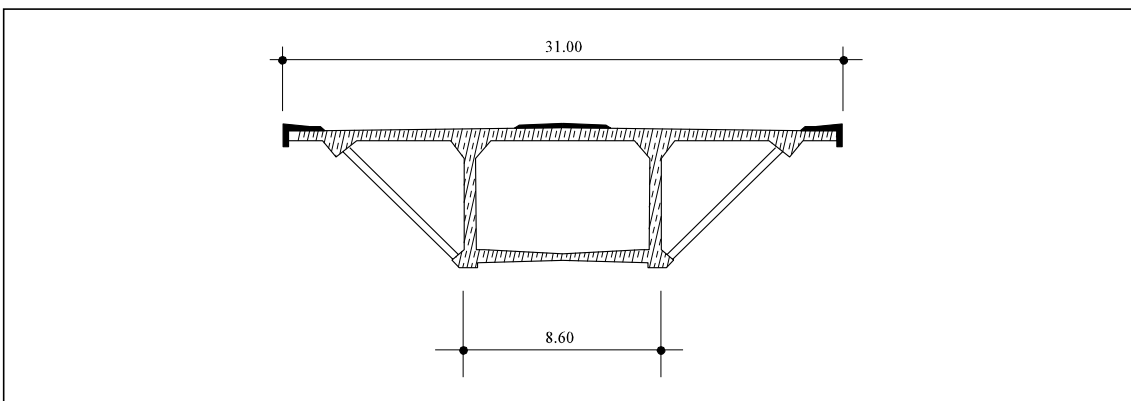


Figura 72

3.3.6.3 - Características das Estruturas Celulares

Em concreto armado, projetadas sobre cimbramento convencional e moldadas no local, são utilizadas para vãos entre 20 e 35 metros, com relação altura/vão da ordem de 1/15 em vãos isostáticos e 1/18 em vãos contínuos; relações menores podem prejudicar as condições de utilização em face das características de deformação do concreto. Para vãos menores que os indicados, as lajes nervuradas ou vazadas, grelhas e vigas celulares são mais indicadas pela maior rapidez de construção e, exceção feita às estruturas em grelha, efeito estético análogo.

Em concreto protendido, indicadas para vãos superiores a 40 metros, econômicas até mais de 200 metros, as estruturas celulares são projetadas com relações altura/vão de 1/22 a 1/18 em obras de altura constante e, em estruturas de altura variável, de 1/14 a 1/20 nos apoios e 1/25 a 1/50 nos vãos. Em todos os casos, o processo executivo é de grande importância na análise de custos, rapidez de construção e escolha da seção transversal. Com efeito, processos executivos diversificados, - balanços sucessivos, fôrmas deslizantes, lançamento modulado, - adequados às condições particulares do local de implantação e às características estruturais favoráveis da seção caixão, aliados a altas resistências obtidas no concreto, têm proporcionado amplo avanço na aplicação de estruturas protendidas de obras-de-arte.

Em grandes vãos, onde se apliquem com vantagem os processos executivos mencionados, há preferência pela utilização do menor número possível de células, de modo a evitar complicações de fôrmas e detalhes de armadura, aumentando o rendimento mecânico da seção. O número de células é, em geral, determinado pela largura total do tabuleiro, como indica a Figura 73.

No caso de estruturas moldadas no local com cimbramento convencional ou pré-moldadas com lançamento por treliças, o número de células é irrelevante, determinado apenas em função do menor consumo de materiais e, no segundo caso, disponibilidade de tempo e de operação do equipamento.

A Figura 73a mostra a seção transversal de viga caixão unicelular e laje maciça. É a forma mais simples e adequada, sem os inconvenientes acima apontados, porém aplicável a larguras menores que 13 metros. As nervuras podem ser verticais ou inclinadas; o último caso é mais vantajoso sob o aspecto estético, além de permitir maior economia de material, especialmente na mesoestrutura. Todavia, em obras de altura variável, apresenta a desvantagem de variação também da extensão da laje inferior do caixão, o que representa uma complicação de fôrmas. Para obras em balanços sucessivos, com aduelas concretadas no local, usa-se, em geral, almas verticais.

Para larguras de tabuleiro compreendidas entre 18 e 24 metros, é usual a execução de duas vigas-caixão unicelulares, independentes, ligadas posteriormente pela laje superior, como indica a Figura 73e. Em estruturas mais largas, é comum projetar-se dois tabuleiros independentes e paralelos entre si, separados por um vazio central e constituídos por caixões, cada um.

As Figuras 73b, c e d, mostram seções transversais para tabuleiros de largura compreendida entre 13 e 18 metros. A seção transversal da Figura 73b composta de duas células, a Figura 73c de três células com nervuras laterais inclinadas e balanços laterais, produzindo um efeito estético satisfatório, porém com detalhes de fôrma trabalhosos. A seção mostrada na Figura 73d elimina esses inconvenientes, através da adoção de caixão unicelular de grande dimensão transversal e laje superior vazada ou nervurada nesse sentido, de forma a compensar o aumento do vão. Esta solução tem se mostrado vantajosa, especialmente quando se utilizam aduelas pré-moldadas, pois além de fornecer um rendimento superior à estrutura bicelular, reduz o número de elementos pré-fabricados e elimina a concretagem de ligação da laje superior, quando comparada à estrutura composta de dois caixões independentes, Figura 73e.

Na análise estrutural de vigas em caixão, atenção especial deve ser dada a efeitos de temperatura, traduzidos por gradientes térmicos aplicados à laje superior e inferior, e internos e externos ao caixão. O primeiro caso é, em geral, resolvido simplesmente pela limitação da fissuração na estrutura; o segundo pode ser minorado através de aberturas para ventilação, executadas nas lajes.

A grande rigidez da estrutura celular permite solução usual sem transversinas, exceto as de apoio e de juntas, facilitando o processo executivo; nesse caso, a distorção da seção deve ser considerada. Quando for prevista a execução por segmentos, devem ser evitadas articulações centrais em grandes vãos, em virtude aos efeitos de deformação lenta e perdas de protensão, que conduzem a grandes deformações; nesses casos é mais conveniente prever continuidade posterior na estrutura, considerando a redistribuição de esforços, devida à deformação lenta do concreto.

3.3.7 - Estruturas em Pórtico

As estruturas em pórtico caracterizam-se pela monoliticidade das meso e superestruturas; essa solução estrutural seria usada com muito maior frequência não fossem as dificuldades adicionais de cálculo e detalhamento, hoje inteiramente superadas pelos processos computacionais disponíveis.

Há casos em que as estruturas aporticadas se impõem e há casos em que são as mais indicadas; algumas situações em que as estruturas aporticadas devem ser usadas são as que se relacionam, a seguir:

a - Estruturas com Pilares Esbeltos

Em estruturas com pilares muito esbeltos há conveniência e, muitas vezes, necessidade de serem reduzidos os comprimentos de flambagem; o pilar biengastado tem o menor dos comprimentos de flambagem.

b - Estruturas com Altura de Construção Limitada

Quando há limitação de altura de construção no meio do vão, como, por exemplo, em uma passagem superior com greide e gabarito previamente fixados, a diminuição das solicitações no meio do vão pode ser conseguida com o engastamento da superestrutura em pilares rígidos.

c - Estruturas com Tratamento Estético

Estruturas aporticadas, como as dos viadutos, Figuras 74, 75.76, e 77 podem ter um grande efeito estético.

d - Estruturas sem Aparelhos de Apoio

Os aparelhos de apoio são elementos estruturais que exigem manutenção constante e substituição periódica: devem ser evitados sempre que possível.

A utilização sistemática de aparelhos de apoio, muitas vezes por comodismo e facilitação de cálculos estruturais, chega a conduzir a verdadeiros absurdos como seja o da colocação de aparelhos de apoio de neoprene sobre pilares esbeltos, menos rígidos que os próprios aparelhos.

As estruturas aporticadas podem ser em pórticos simples, aplicáveis sobre canais, rodovias e ferrovias, ou múltiplos, adequados sobre rodovias de faixas múltiplas com canteiro central estreito ou em travessias de vales profundos e longos.

A superestrutura pode ter seção transversal com qualquer das formas descritas nos itens anteriores, com moldagem no local ou constituídas por elementos pré-moldados ligados posteriormente aos pilares. Esta solução se impõe nos casos em que a passagem inferior não pode ser obstruída.

O tempo de construção é o mesmo dos outros tipos de estrutura e a necessidade de manutenção é mínima, já que inexistem articulações e aparelhos de apoio.

3.3.8 - Estruturas em Arco

3.3.8.1 - Generalidades

As estruturas em arco permitem o emprego do concreto armado convencional em grandes vãos, com pequeno consumo de material; o eixo do arco pode ser projetado em coincidência com a linha de pressões devida à carga permanente, aproveitando, assim, a boa resistência a esforços de compressão proporcionada pelo concreto.

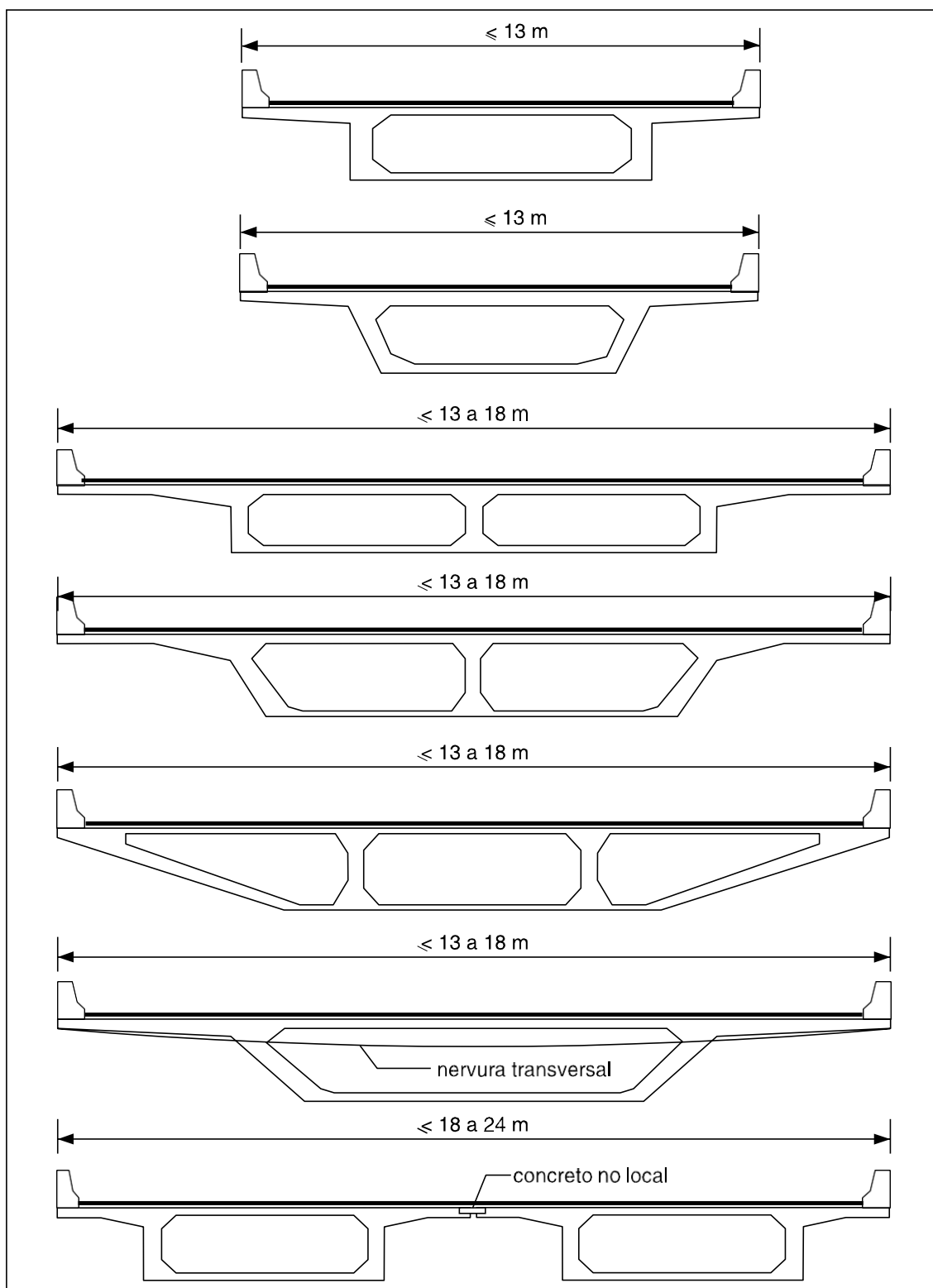
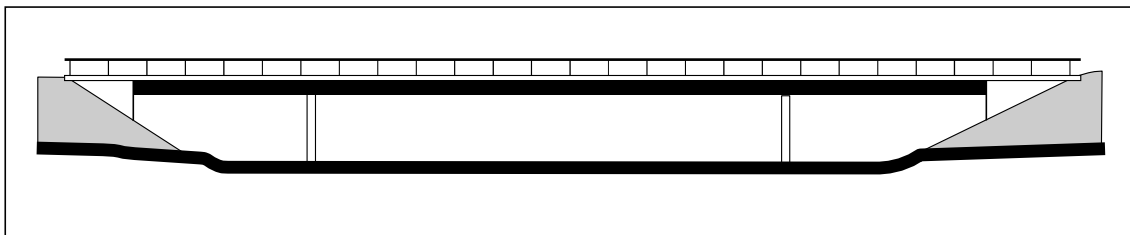
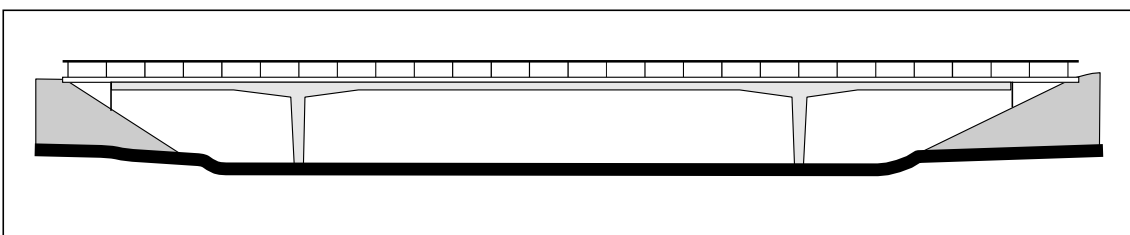
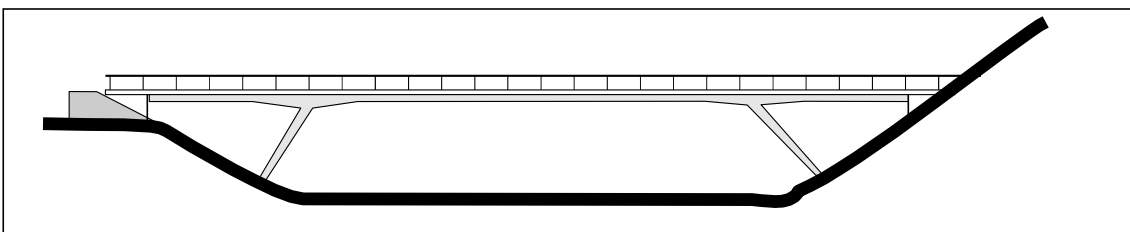
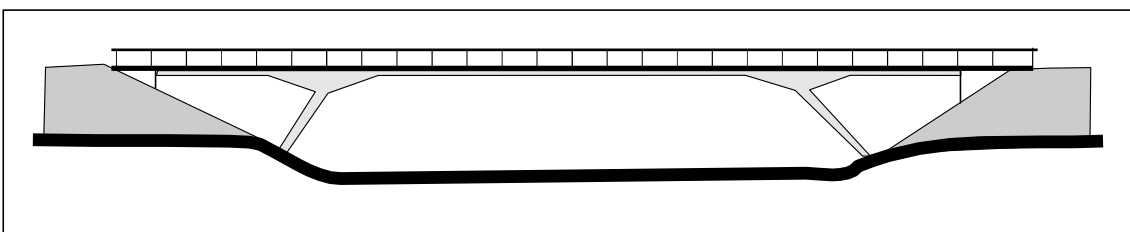


Figura 73 - ESTRUTURAS CELULARES

**Figura 74****Figura 75****Figura 76****Figura 77**

Antes da utilização de processos construtivos mais modernos e sofisticados, a economia de materiais somente era conseguida às custas de obras de longa duração e escoramentos difíceis e de risco; atualmente, as estruturas em arco estão sendo retomadas com a construção em balanços sucessivos e aduelas estaiadas.

Os maiores arcos existentes têm vãos da ordem de 300 metros, ligeiramente superiores aos vãos alcançados por estruturas celulares construídas em balanços sucessivos, que alcançam cerca de 250 metros.

3.3.8.2 - Considerações Estéticas

O arco é a forma mais simples e pura de uma obra-de-arte especial; transmite, de pronto, sua capacidade intrínseca de suportar cargas e permitir, com leveza e economia de materiais, a travessia de rios, vales e gargantas.

Em alvenaria de pedra argamassada, era frequentemente utilizada para pequenos vãos, embora, em algumas obras, os vãos chegassem a atingir cerca de 70 m; há inúmeras obras desse tipo construídas pelos romanos e ainda em uso.

As Figuras 78 e 79 ilustram duas obras-de-arte especiais, em arco e em alvenaria de pedra, com as seguintes características principais:

- a - Figura 78: a transição de arcos de vãos pequenos para um arco central de vão maior deve ser feita através de pilares baixos e largos ou pilares salientes até o topo.
- b - Figura 79: a relação vão/altura pode ser bem baixa, chegando a cerca de 1/10 para fundações em rocha ou terrenos de grande capacidade de suporte; atualmente, por razões econômicas, arcos de vãos pequenos e médios raramente são construídos; uma estrutura de concreto protendido, embora não tenha a beleza de um arco bem lançado, é, além de mais econômica, mais rápida e fácil de construir.

Entretanto, em obras de vãos maiores, ou em obras de um só obstáculo importante a vencer ou quando, simplesmente se deseja projetar uma obra de grande impacto estético, as estruturas em arco são indicadas, conforme será ilustrado nas Figuras seguintes.

- a - Figura 80: em arcos altos, a separação entre arco e estrada tem aparência agradável; os suportes do estrada podem ser em paredes transversais ou colunas isoladas, e as dimensões do arco devem ser acentuadamente maiores que as espessuras das paredes e do estrada.
- b - Figura 81: uma série de arcos de altura crescente pode ser uma solução agradável se houver uma boa integração com o meio ambiente.
- c - Figura 82: em arcos abatidos, o estrada deve se solidarizar ao coroamento do

arco; a espessura do arco deve, porém, continuar visível e pode ser acentuada através de uma pequena saliência do arco em coroamento.

- d - Figura 83: um arco abatido, biarticulado, com estrado suspenso.
- e - Figura 84: um arco atirantado, biarticulado e robusto, contrastando com a esbeltez dos tirantes e do estrado suspenso.
- f - Figura 85: arco atirantado, biarticulado, estrado suspenso; o trabalho estrutural conjunto entre arco e estrado permite que o arco seja bastante esbelto.
- g - Figura 86: estrutura com as mesmas características estruturais que as da Figura anterior mas com aspecto estético inferior em virtude de terem sido adotadas alturas iguais para o estrado e o arco.
- h - Figura 87: a utilização de pendurais inclinados permite que o arco e o estrado sejam mais esbeltos.

3.3.8.3 - Características Estruturais dos Arcos

As estruturas em arco, indicadas para vãos superiores a 50 metros, podem ser projetadas com tabuleiro superior, sustentado por montantes ou inferior, sustentado por pendurais ou, ainda, com tabuleiro intermediário sustentado lateralmente por montantes e, no centro, por pendurais.

A aparência é muito atraente, especialmente sobre gargantas ou rios muito largos; a construção, de longa duração, pode ser feita através de cimbramento convencional ou em balanços sucessivos, com aduelas pré-moldadas e pós-tensionadas.

Os arcos engastados simples são adequados para travessias sobre águas profundas. No caso de grandes vãos, o arco tem altura variável, com espessura nas impostas superior ao dobro da espessura no fecho, e os tímpanos são, via de regra, vazados. Quando a travessia é feita sobre rios muito largos e de fundo rochoso, é usual adotar-se solução em arcos múltiplos e vãos curtos, com espessura constante; a relação vão/flecha pode variar entre 2 e 10.

Os arcos biarticulados, onde a relação vão/flecha pode variar entre 4 e 12, são indicados para vãos relativamente curtos, pois, para cargas excessivas, o projeto das articulações pode tornar-se complicado. Apresentam seção transversal constante com mais frequência que os engastados; quando, porém, forem de seção variável, a espessura nas impostas é menor do que no fecho, pois, neste local, os momentos fletores são máximos.

Estruturas em arco atirantado são utilizadas onde os apoios da fundação não podem resistir ao empuxo do arco, o qual é todo absorvido pelo tirante. O arco atirantado é sempre usado com um vão único, isto é, vãos de arcos atirantados múltiplos constituem uma sucessão de arcos atirantados individuais.

3.3.9 - Estruturas em Treliça

As estruturas em treliça são mais adequadas para estruturas metálicas; com este material se consegue, mais facilmente, alcançar as duas vantagens estruturais principais das treliças, que são:

- a - as solicitações dos elementos são forças axiais;
- b - o sistema de alma aberta permite o uso de uma altura maior do que no caso de uma viga de alma cheia equivalente.

Esses fatores levam à economia em material e à redução de carga permanente; a altura aumentada conduz, também, a deformações reduzidas, isto é, a uma estrutura mais rígida.

Todas essas vantagens são, porém, conseguidas às custas de maiores despesas de fabricação e manutenção. Além disso, uma ponte em treliça raramente tem bom aspecto; isto se deve, em parte, à complexidade do perfil mas também das interseções desleigantes dos elementos quando vistos de ângulo oblíquo.

Em concreto, as estruturas em treliça são aplicáveis a vãos entre 35 e 75 m, com relação altura/vão da ordem de 1/10; podem ser protendidas pré-moldadas, com juntas de montagem ou pré-moldadas pós-tensionadas, caracterizando-se pela menor deformabilidade, frente a outros tipos de estruturas, para o mesmo tipo de material.

Estruturalmente, podem ser apoiadas, contínuas ou em balanço, com banzos paralelos, superior inclinado quando o tabuleiro for inferior ou, ainda, banzo inferior inclinado quando o tabuleiro for superior.

Recentemente, foram construídos dois grandes viadutos em treliça de concreto protendido, na estrada Geneva-Lyon; os viadutos Glacières e Sylans, constam, basicamente, de laje superior e de laje inferior, ligadas por um grande número de barras de concreto protendido, pré-moldadas. Este tipo de obra exigiu um grande apuro técnico de construção visto que, em certos nós das treliças concorrem mais de doze barras pré-moldadas.

Os projetos destes dois viadutos em treliça de concreto protendido foram, na verdade, estimulados: resultaram de um concurso para estimular soluções originais; em virtude de sua construção recente, o comportamento estrutural destas obras não foi, ainda, corretamente avaliado.

Para consolidar alguns conceitos já emitidos sobre estética, são apresentadas, a seguir, duas Figuras de pontes em treliça de estrutura metálica, com alguns comentários.

- a - Figura 88 a: as treliças podem ser esteticamente agradáveis se as inclinações de suas barras se restringem a poucas direções no espaço; a referência a considerações espaciais é importante porque a obra é vista de diferentes ângulos. Treliças com banzos paralelos são preferíveis para pontes e os banzos devem, ainda, ser paralelos ao greide da rodovia; as direções das diagonais podem ser limitadas a duas, com inclinações da ordem de 60° , que dá, aos triângulos, lados de igual comprimento.
- b - Figura 88 b: treliças com estrado inferior são preferíveis quando a altura disponível de construção não é suficiente; neste caso, diagonais com inclinação de 60° são, também, preferíveis, visto que permitem uma visão bem ampla, a partir da rodovia.

3.3.10 - Estruturas Estaiadas

As estruturas estaiadas são, principalmente, aplicáveis a grandes vãos, com vantagens técnicas, econômicas e estéticas; a partir de cerca de 200 metros e atingindo, recentemente, quase 900 metros de vão, as pontes estaiadas têm sido utilizadas com frequência acentuada, a partir da década de 50.

O grande impacto estético destas estruturas reside na inusitada esbeltez do estrado e nos diâmetros reduzidos dos cabos ou estais; uma aparência ainda melhor se consegue quando as ancoragens dos cabos não perturbam a uniformidade das faces externas e aparentes do estrado.

Uma adequada proporção entre vão central e vãos extremos é de grande importância não somente para o funcionamento estrutural como para a própria aparência da ponte estaiada. Os vãos laterais, onde se fixam os cabos de ancoragem do vão central, devem ter comprimentos inferiores à metade do comprimento do vão central e da ordem de 0,3 a 0,4 L; consegue-se, assim, manter a flutuação de tensões dos cabos de ancoragem dentro de limites admissíveis.

Para vãos de até cerca de 300 metros, os estrados podem ainda ser de concreto protendido; a partir deste limite, os estrados devem ser metálicos, para permitir redução de peso e absorver maiores tensões.

Os estais são a parte vulnerável das pontes estaiadas; sucessivas tentativas têm sido feitas para se encontrar soluções duradouras para os estais, minimizando sua manutenção e alongando o tempo de sua substituição; até a presente data, não se pode afirmar que tenha sido encontrada uma solução satisfatória e a substituição dos estais deve ser possível e prevista nos projetos.

As primeiras pontes estaiadas tinham apenas de um a três cabos de cada lado do pilone; isto significava o acréscimo de poucos apoios adicionais para a viga que ainda continuava com vãos grandes e, conseqüentemente, necessitando de altura considerável.

Posteriormente, foi considerado conveniente, tanto estrutural como construtivamente, a redução do espaçamento entre estais; hoje, o espaçamento se situa entre seis e doze metros.

As Figuras seguintes esclarecem a evolução do espaçamento dos estais e suas principais disposições.

a - Figura 89: pontes estaiadas com um, três e cabos múltiplos de cada lado do pilone.

b - Figura 90: ponte estaiada com disposição de estais em forma de “harpa”.

c - Figura 91: ponte estaiada com disposição de estais em forma de “leque”.

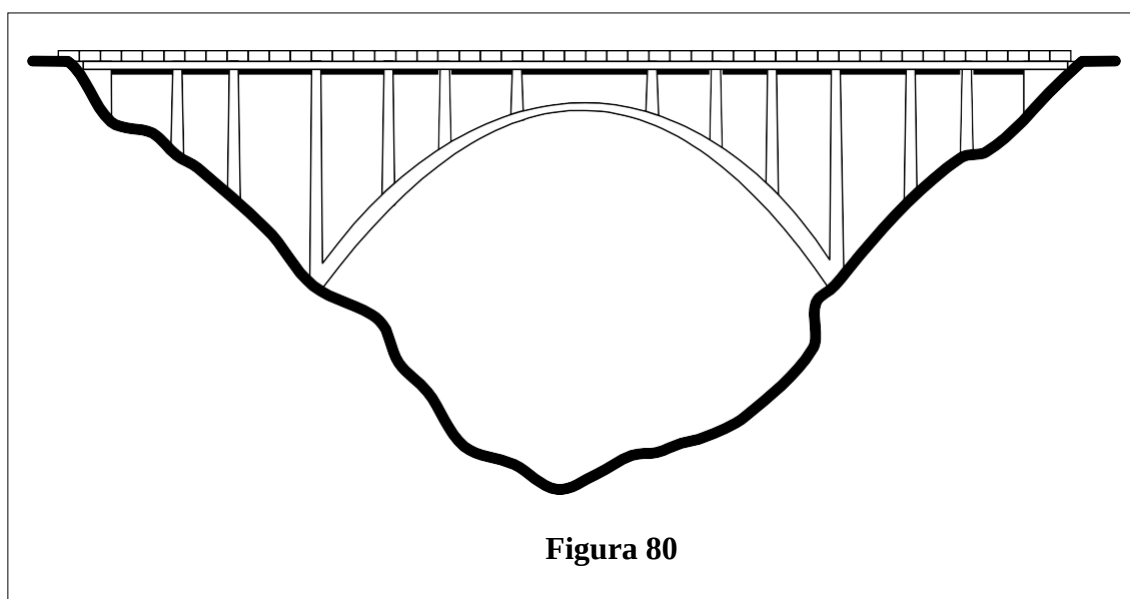
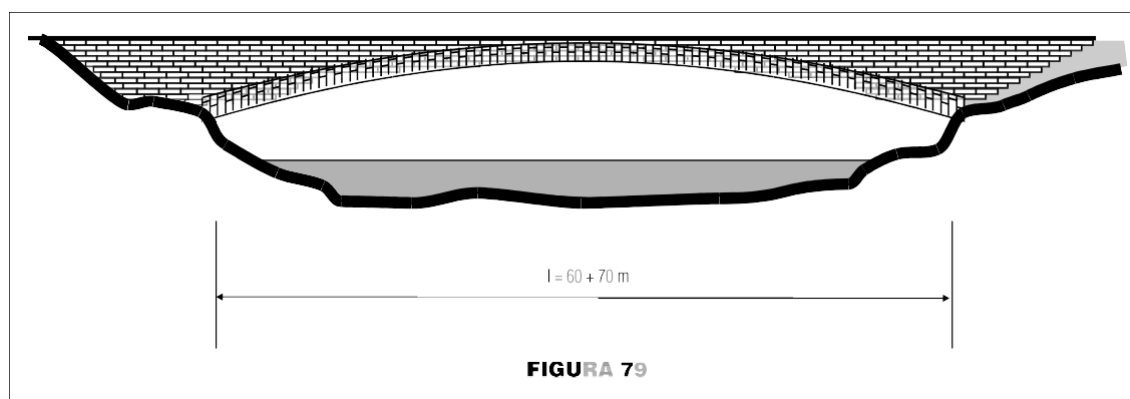
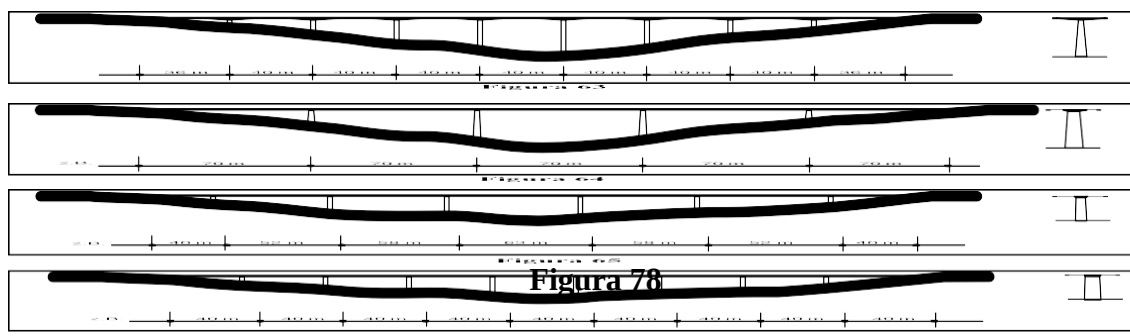
Adotada, para os estais, uma das duas disposições citadas, em harpa ou em leque, as torres ou pilones podem ser projetados com grande esbeltez porque os estais transmitem apenas pequenas forças provenientes do vento enquanto que contribuem grandemente para a segurança contra a flambagem.

A ponte estaiada somente estará bem projetada, com seu vão central adequadamente fixado, quando os pilones se situarem nas margens do rio, proporcionando uma razoável economia e uma maior facilidade de execução das fundações.

Os pilones podem ter várias configurações das quais as mais comuns são as que se representam a seguir.

a - Figura 92: formas simples de pilones para suspensão de estrados por suas extremidades laterais.

b - Figura 93: formas de pilones para suspensão do estrado por uma simples linha de cabos, isto é, suspensão central.



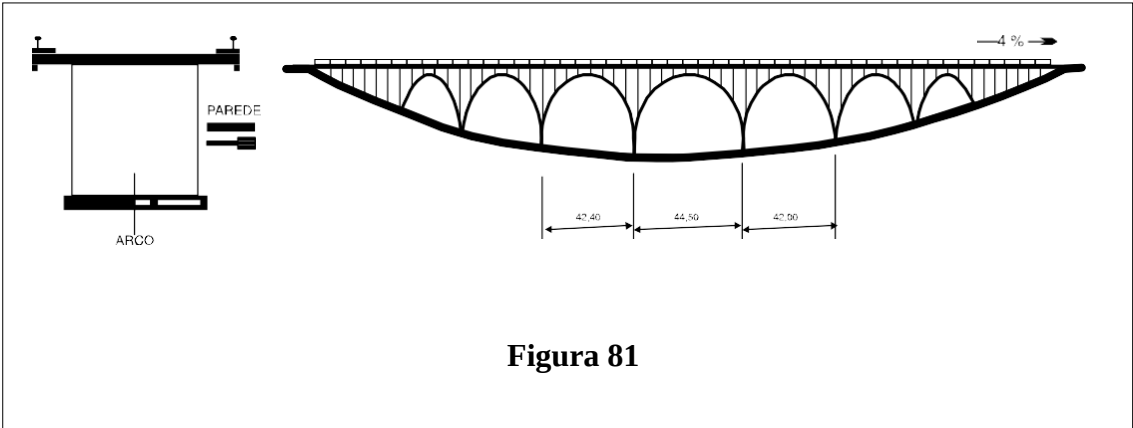


Figura 81

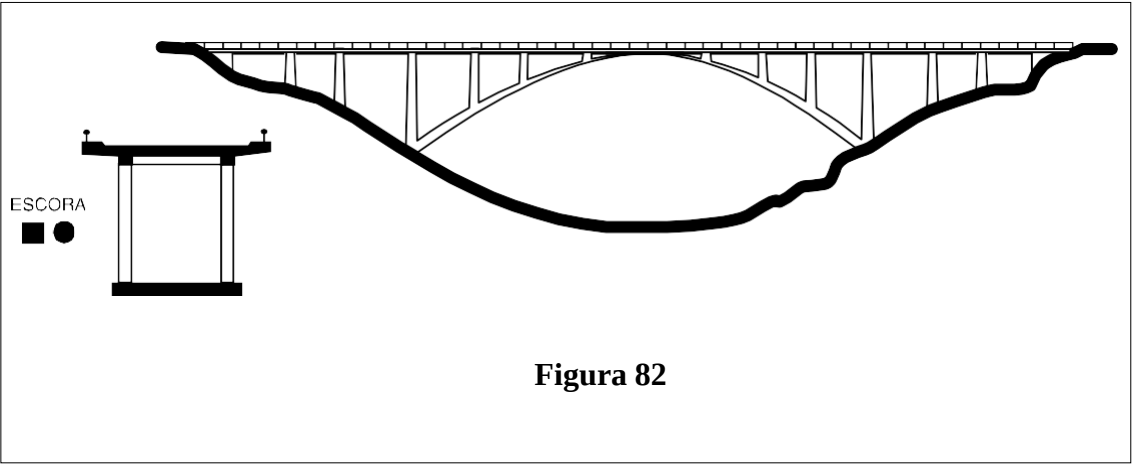


Figura 82

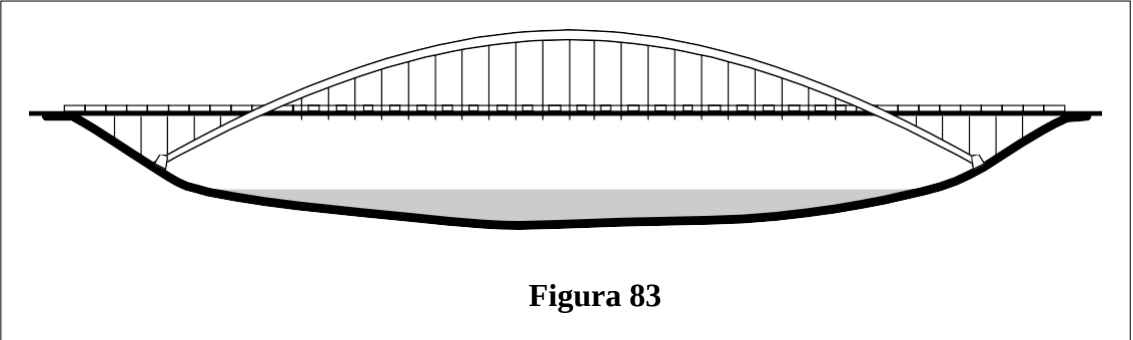


Figura 83

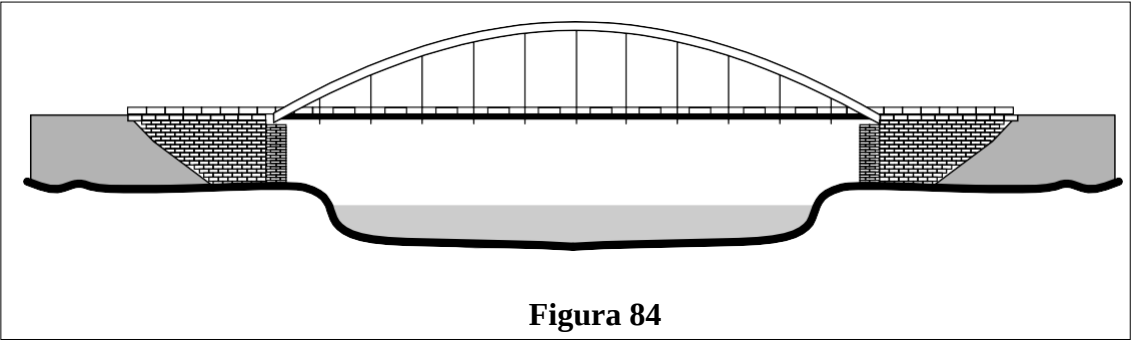
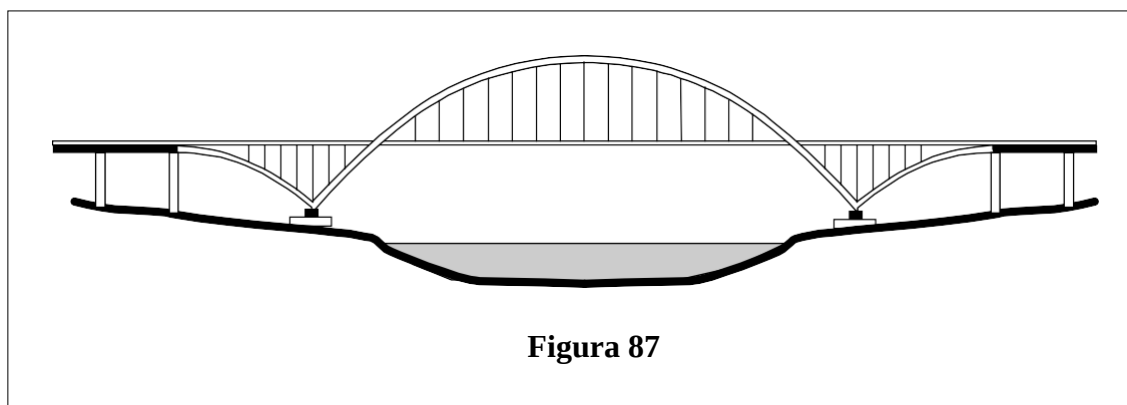
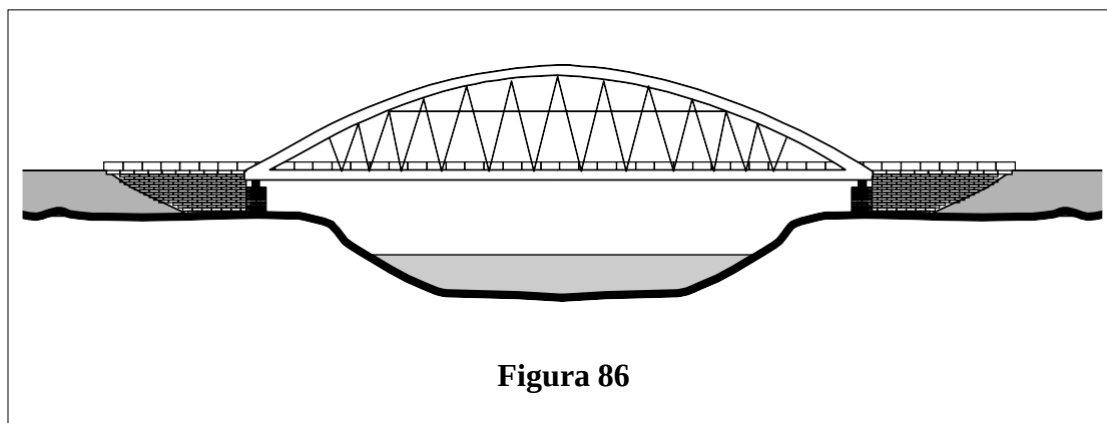
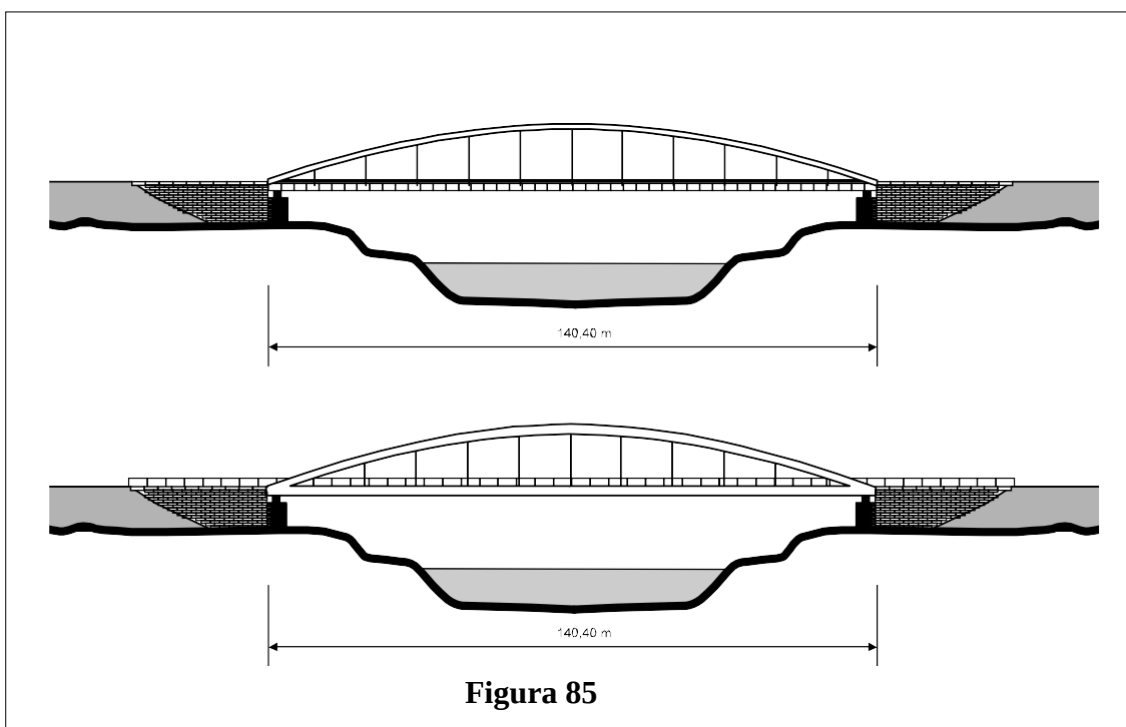
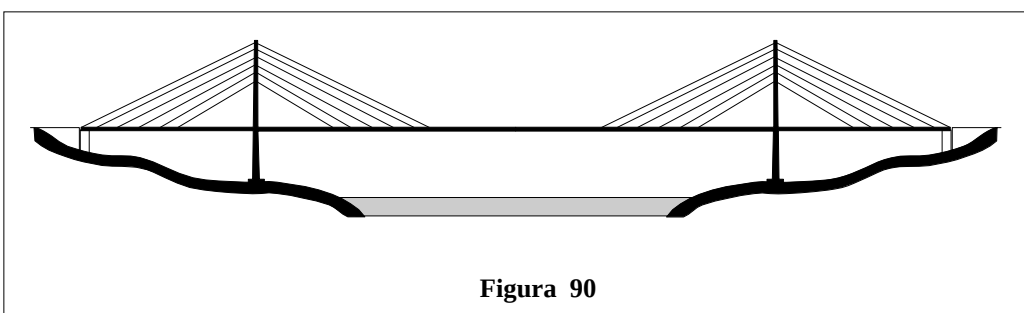
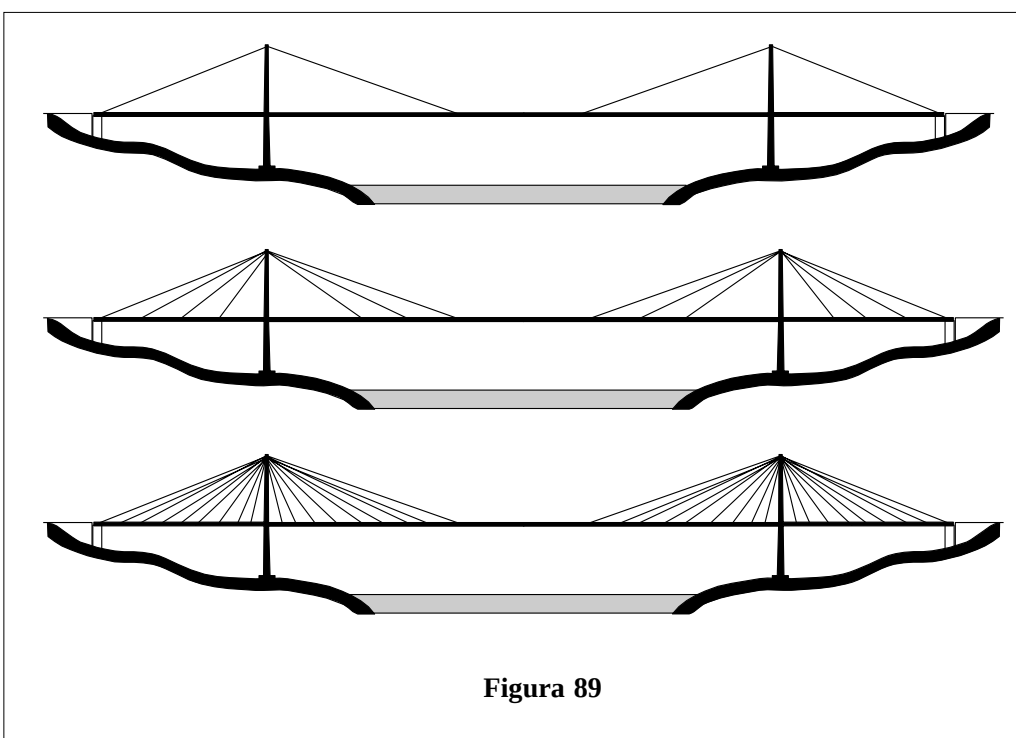
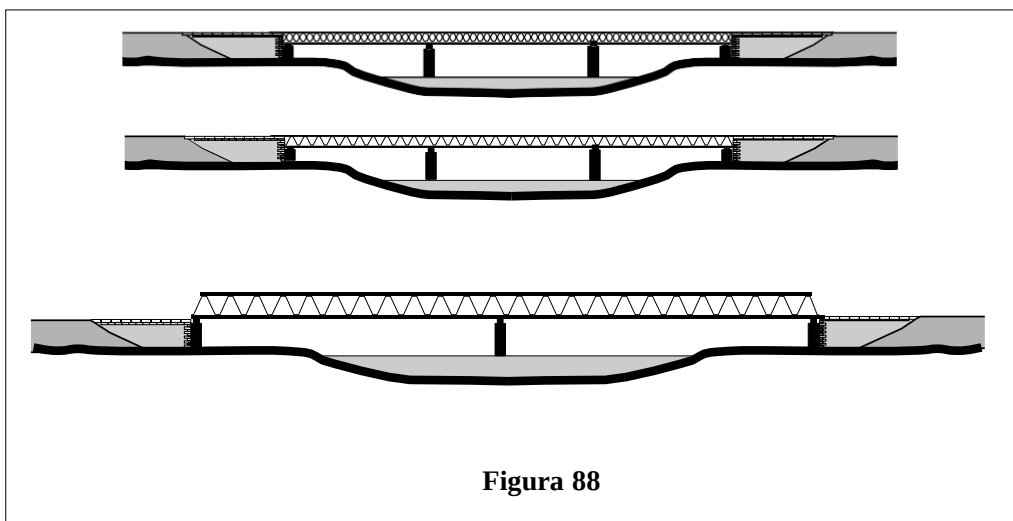
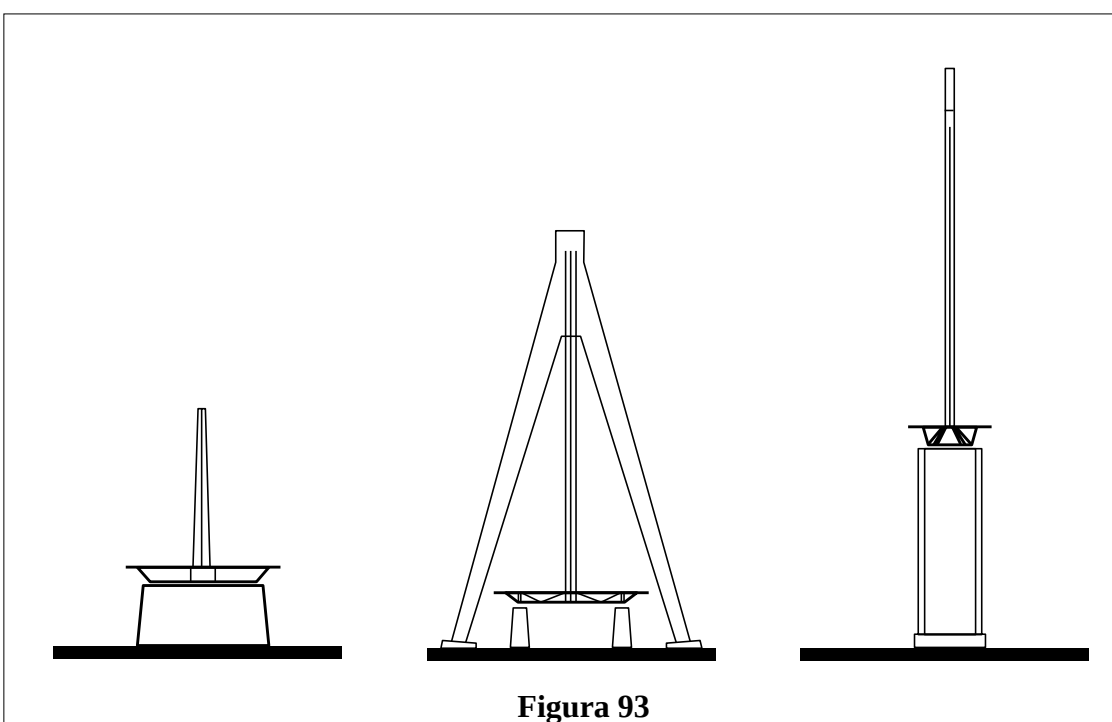
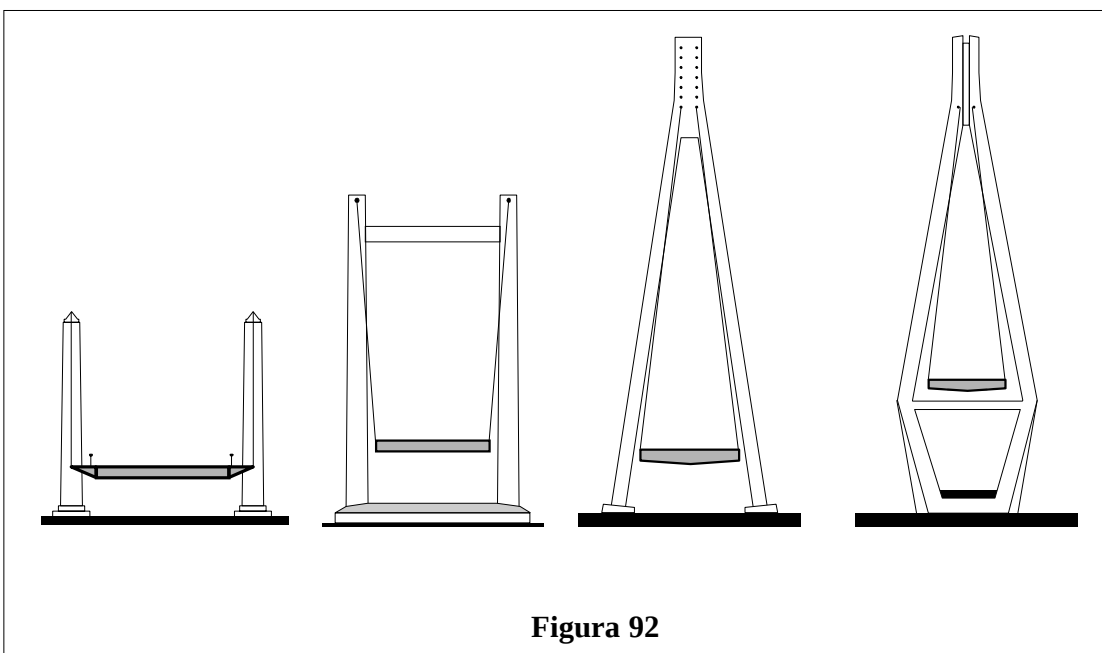
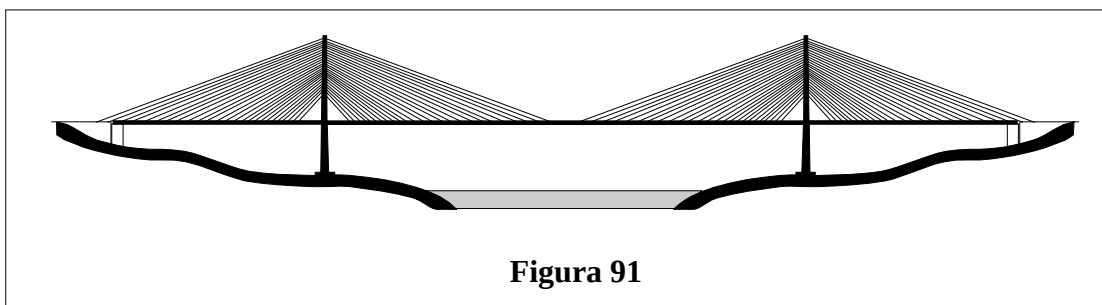


Figura 84







3.3.11 - Estruturas Pênseis

As estruturas pênseis, mais até que as estruturas em arco, são formas espontâneas de suportar cargas; povos primitivos, da Índia e China principalmente, já conheciam as vantagens destas estruturas simples, aproveitando-as em passarelas para vencer desfiladeiros profundos e de grandes aberturas. Modernamente, na construção de obras-de-arte especiais, estas passarelas continuam sendo imitadas e usadas no trânsito de operários; apenas os cabos, que, primitivamente, eram de cordas fabricadas com fibras, são substituídos por vergalhões.

As primeiras pontes pênseis foram construídas na Inglaterra e na França, no século 19; já em 1834 foi construída uma ponte pênsil ferroviária, com 250 m de vão, sobre a garganta junto às Cataratas do Niágara.

Rapidamente a tecnologia se desenvolveu e, em 1932, foi construída a George Washington Bridge, sobre o Rio Hudson, em New York, com o primeiro vão maior que 1000 m, ou seja, 1067 m.

No que se refere a vãos, é geralmente aceito que as pontes em concreto protendido, construídas em balanços sucessivos, sejam consideradas competitivas até cerca de 180 m; as de aço podem atingir um pouco mais, cerca de 250 m, as pontes estaiadas têm sido usadas entre 200 m e até quase 900 m, e as pontes pênseis para vãos superiores a 300 m.

Está em construção, na Dinamarca, a ponte pênsil que, em 1997, terá um dos maiores vãos do mundo; a obra faz parte de um grande conjunto de obras, Great Belt Link, e, isoladamente, tem como características principais: três vãos, sendo o vão central de 1624 m e os laterais de 535 m, largura total de 31 m e altura do estrado, que atende a todos os requisitos estruturais e de comportamento aerodinâmico, de apenas 4 m.

Os adeptos das pontes estaiadas, estruturalmente mais rígidas e supostamente mais econômicas que as pontes pênseis, para vãos da ordem de 500 m, estão, progressivamente, reduzindo o número das estruturas consideradas mais belas do mundo.

São do livro *Brücken/Bridges* algumas importantes diretrizes estéticas para projeto de pontes pênseis:

- a - os vãos laterais devem ser menores que a metade do vão principal, da ordem de 20 a 30 %; quanto menor a relação maior é o realce do vão principal;
- b - o espaço livre entre o fundo do estrado e o nível das águas deve ser estreito e alongado; quanto mais alto o espaço livre, maior deverá ser o vão;

- c - o estrado suspenso deve ser leve e esbelto já que estrados rígidos e pesados destroem a graça e a beleza da estrutura; estrados baixos e testados aerodinamicamente conseguem dar uma leveza impressionante à ponte pênsil;
- d - as ancoragens dos cabos não devem mobilizar estruturas muito maciças mas devem ter robustez suficiente para inspirar confiança;
- e - as estruturas das torres devem ser robustas, não sendo aconselhável, esteticamente, forçar sua esbeltez.

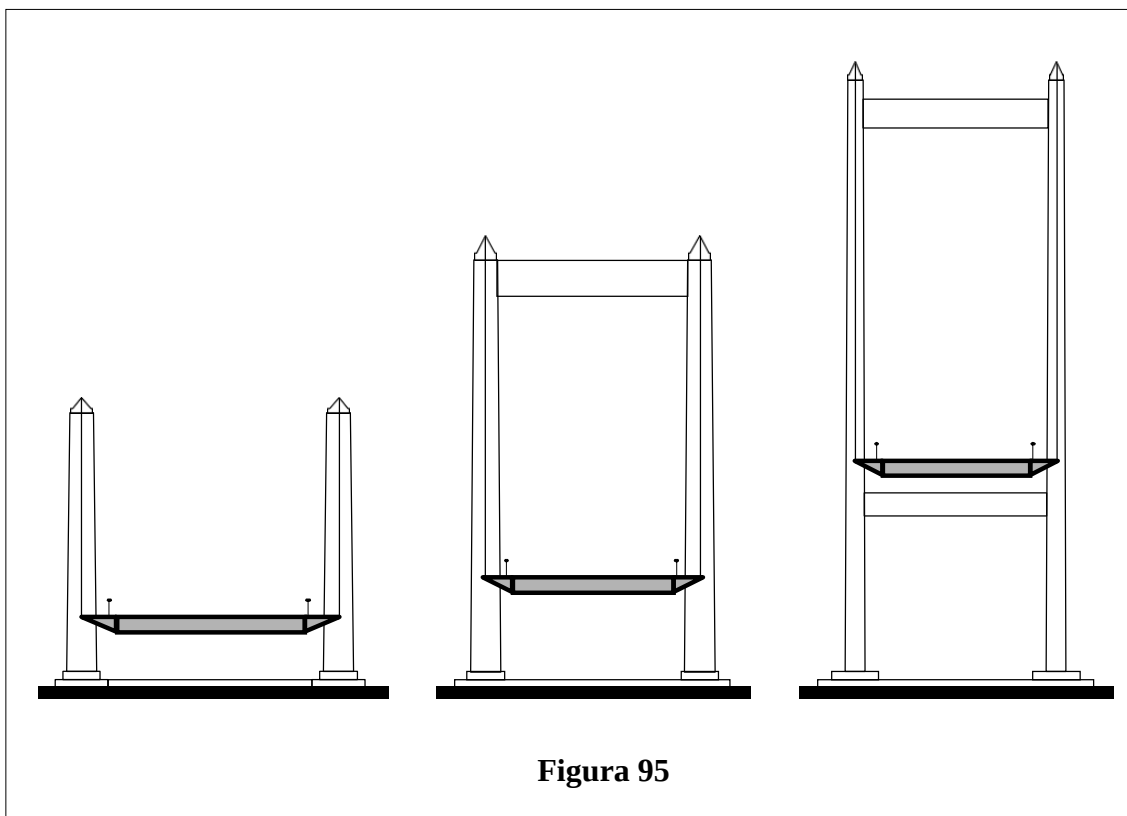
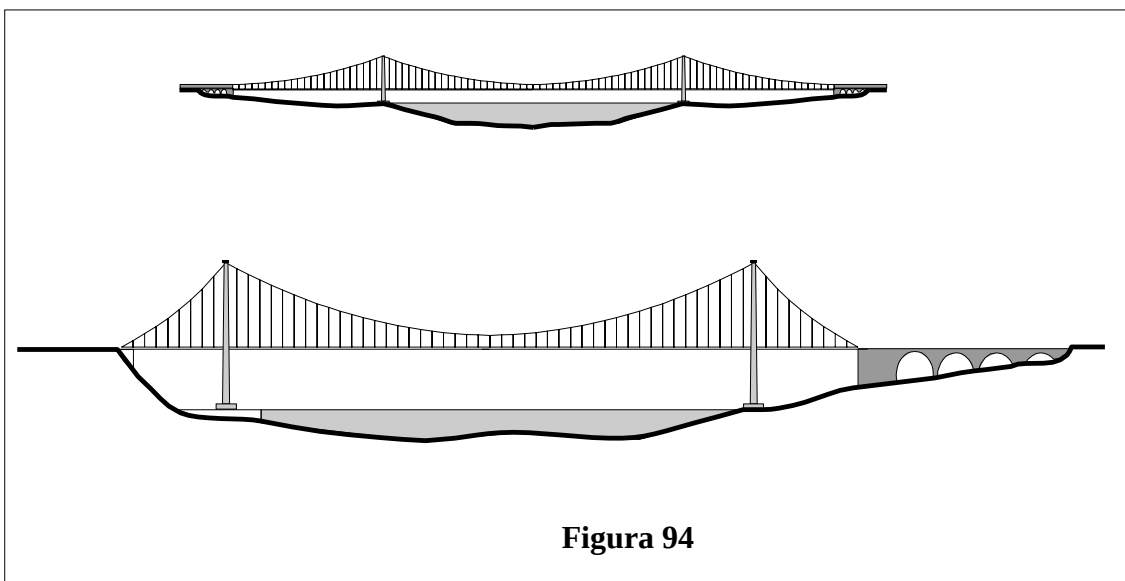
Um acidente de grandes proporções, ruína total de uma ponte pênsil nos Estados Unidos, Tacoma Bridge em 1940, teve grande influência no projeto deste tipo de obra.

Os projetistas americanos optaram por enrijecer os estrados suspensos que passaram a ser constituídos de treliças altas, 10 a 12 m de altura, fortemente contraventadas no topo e no fundo; prejudicava-se a estética mas garantiam-se grandes rijezas, à flexão e à torção, para resistir ao vento e às oscilações por ele provocadas, ao mesmo tempo que se possibilitava o tráfego de veículos em dois níveis.

Os projetistas europeus preferiram continuar usando estrados mais baixos, mas testados aerodinamicamente; garantia-se leveza, beleza e economicidade da obra, desde que não fosse necessário o tráfego em dois níveis.

No Brasil, a única ponte pênsil importante é a conhecida Ponte Hercílio Luz, em Santa Catarina; construída, infelizmente com uma séria deficiência no que se refere à fadiga de certas peças, é a única, embora interditada e fora de uso, remanescente de um conjunto de três idênticas: uma ruiu e outra foi interditada e demolida, ambas nos Estados Unidos.

Algumas figuras ilustrarão, a seguir, o texto desenvolvido.



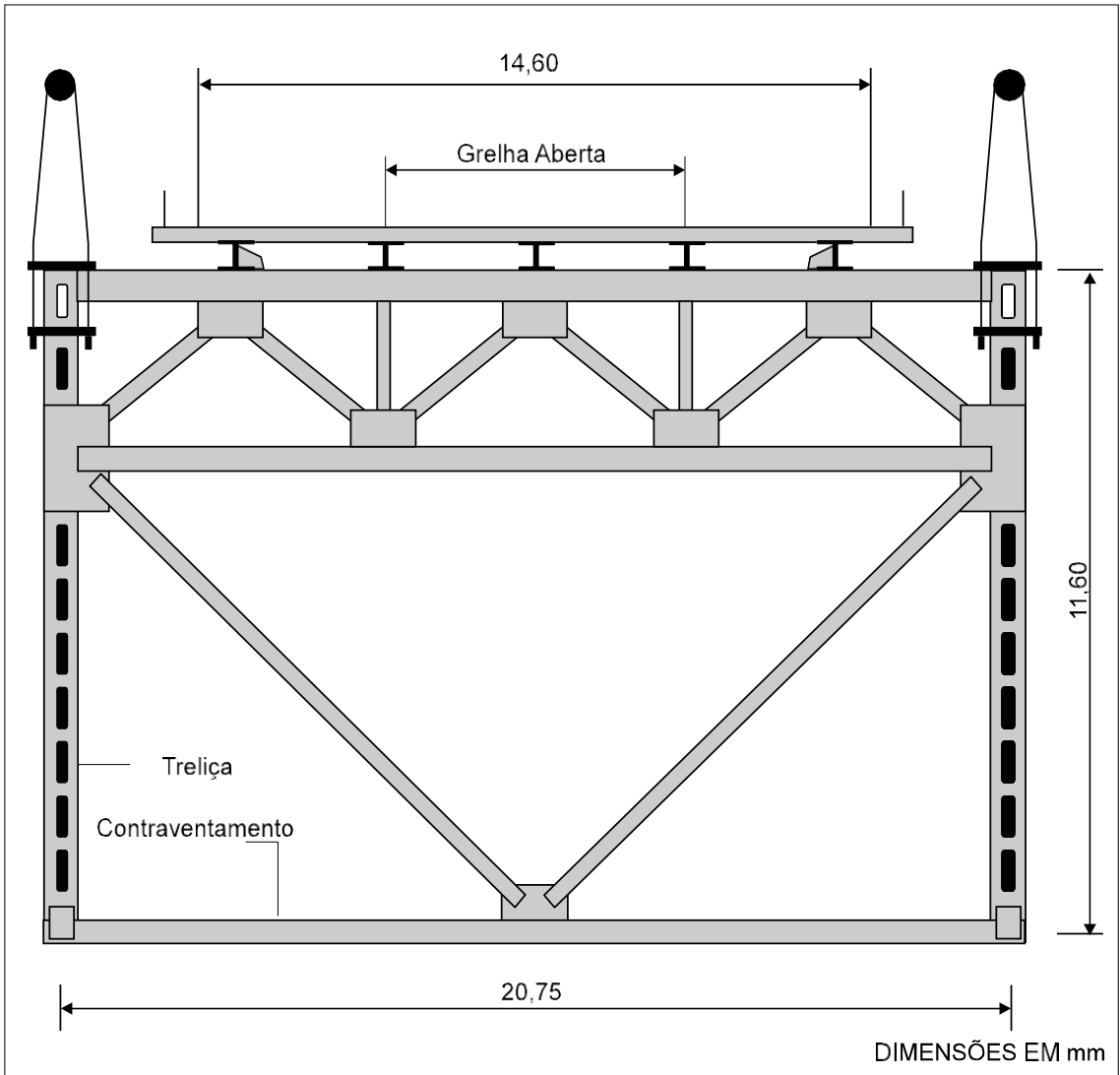


Figura 96

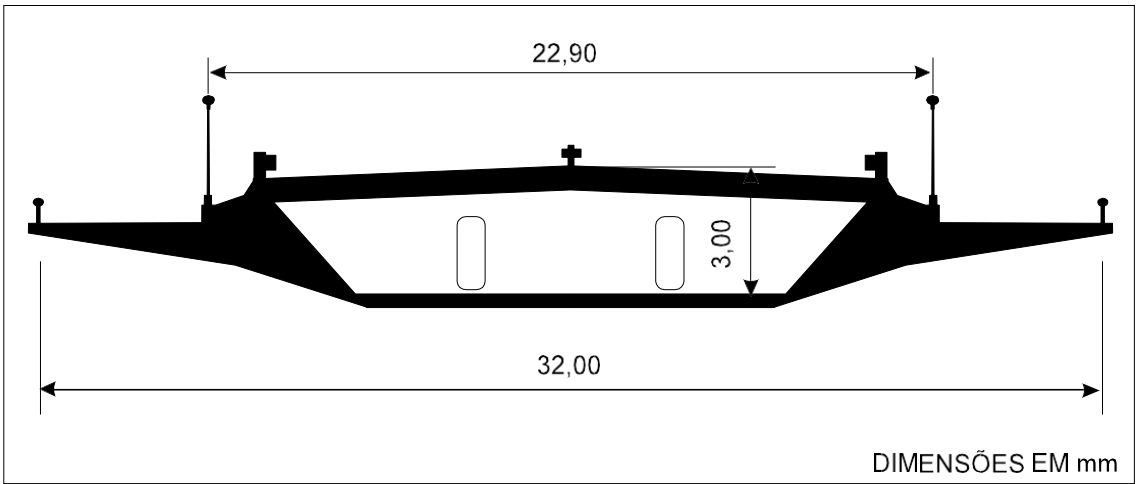


Figura 97

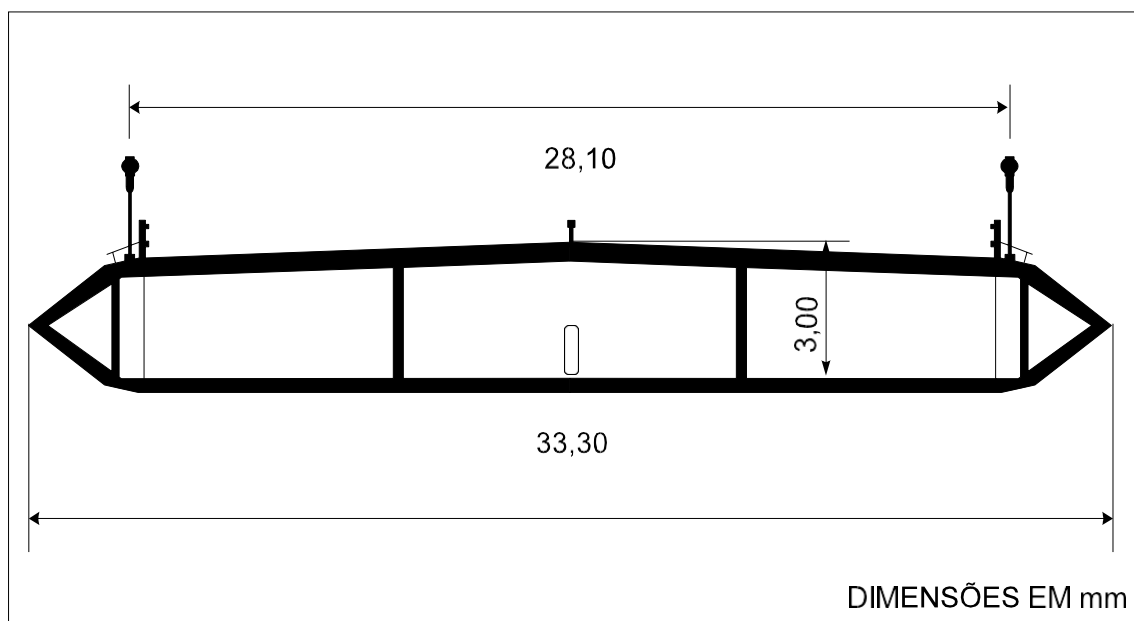


Figura 98

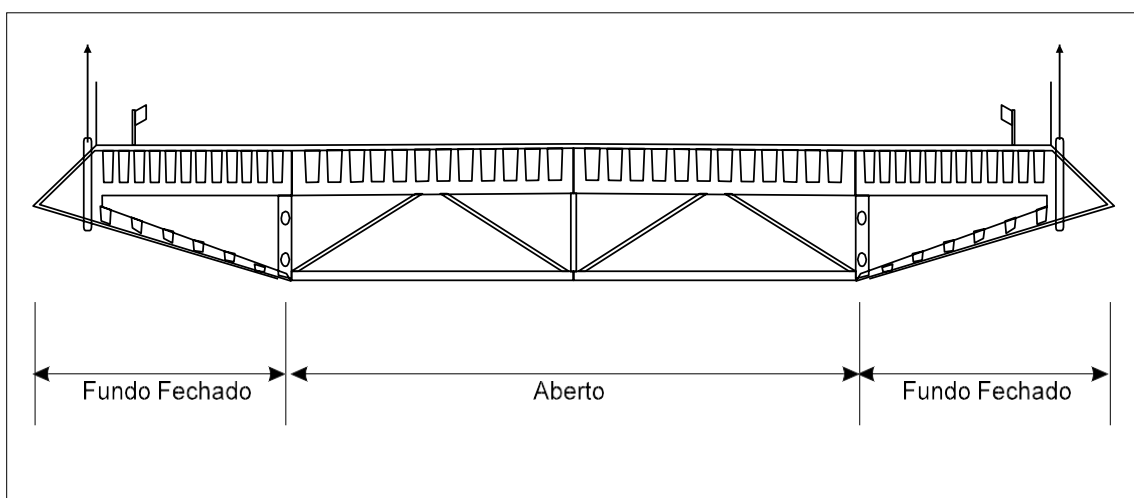


Figura 99

3.3.12 - Passarelas

3.3.12.1 - Generalidades

Passarelas são obras de arte especiais destinadas, essencialmente, ao tráfego de pedestres e, eventualmente, ao de ciclistas; sempre que crescer a importância de separar o tráfego de veículos do cruzamento de pedestres, aumentando a segurança dos pedestres e facilitando o fluxo de tráfego, faz-se necessária a construção de uma passarela.

A instalação de uma nova indústria, a irradiação de um núcleo populacional, a construção de uma escola etc., são acontecimentos que transformam uma zona rural em, pelo menos, uma zona semi-urbana, provocando a necessidade de construção de passarelas.

Apesar de já ter construído um número significativo de passarelas, o DNER não consolidou padrões ou mesmo diretrizes para seus projetos; ao lado de passarelas magníficas como as da BR-116/RS, há uma grande quantidade de passarelas mal localizadas e construídas sem qualquer preocupação com a estética e com detalhes que prolongam a durabilidade da obra.

3.3.12.2 - Condicionantes Geométricas

3.3.12.2.1 - Gabaritos

Os gabaritos exigidos para as passarelas são os mesmos das demais obras-de-arte especiais.

Quando há pilares em canteiros centrais, deve-se ter em mente que, em geral, eles suportam cargas relativamente pequenas; se os canteiros não forem suficientemente largos, os pilares deverão ser protegidos, por meio de defensas ou barreiras, contra eventuais choques de veículos desgovernados.

3.3.12.2.2 - Seções Transversais

Os últimos projetos de passarelas do DNER demonstram uma tendência de se adotar uma largura total de 2,50 m, bastante satisfatória.

A seção transversal que se apresenta na Figura 100, embora esteticamente agradável e regularmente utilizada, servirá apenas para apontar detalhes que devem fazer parte dos projetos, tais como calçada com declividades transversais, valetas de recepção de águas, drenos, pingadeiras e suporte de guarda-corpos.

Outras seções transversais, de passarelas importantes, extraídas de bibliografia especializada, constam das Figuras 101, 102 e 103.

3.3.12.2.3 - Rampas de Acesso e Escadas

Tradicionalmente, as passarelas do DNER não utilizam escadas nos acessos, contrariando, até, critérios de outros órgãos governamentais, tais como a RFFSA, em estações ferroviárias e Prefeituras, em obras urbanas; em outros países, como se poderá ver nas Figuras 104 e 105, é bastante comum a utilização de escadas, até mesmo em projetos padronizados.

As rampas de acesso não devem ter inclinações superiores a 15%, o que, sem considerar os patamares, já levaria a comprimentos da ordem de 50 m, para cada rampa.

As rampas helicoidais são esteticamente mais agradáveis, principalmente se desenvolvidas em greide contínuo com o trecho central; podem ocupar áreas reduzidas, como a de círculos de raios da ordem de 6 m, ou ter outro desenvolvimento desejável, Figuras 106 e 107.

As rampas constituídas de trechos retos não proporcionam uma composição arquitetônica satisfatória e nem são muito convidativas para os usuários. As rampas com um só alinhamento, muito extensas, devem ser evitadas, quando possível; se projetadas, devem ter, pelo menos, um patamar intermediário, com extensão igual à largura da passarela. As rampas compostas de dois segmentos retos, paralelos, interligadas por um patamar, são preferíveis visto que, além de esteticamente mais agradáveis, mascaram a distância a percorrer, dividindo-a em dois lances.

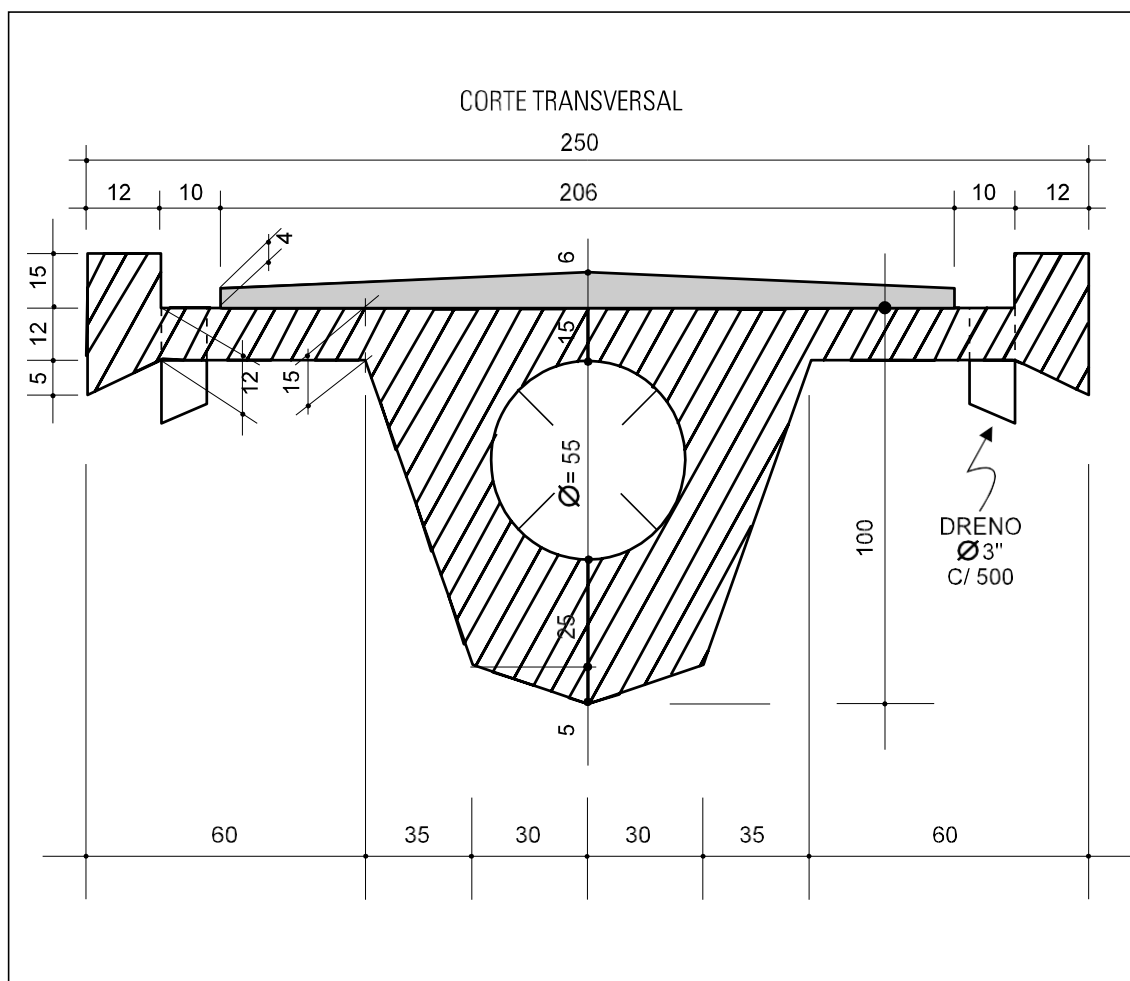
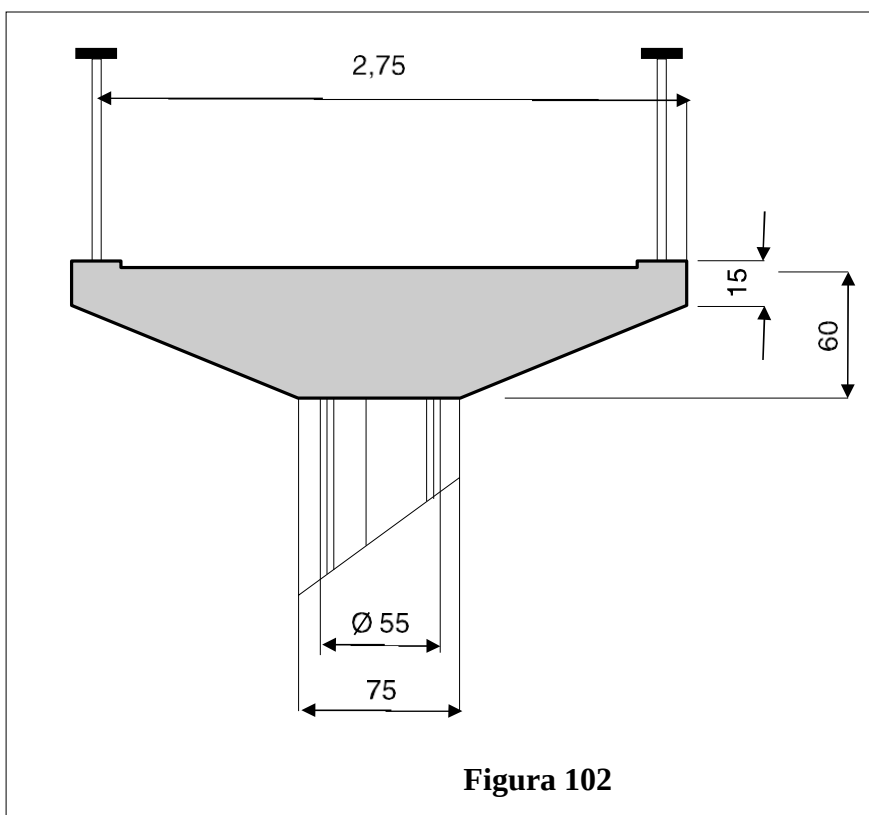
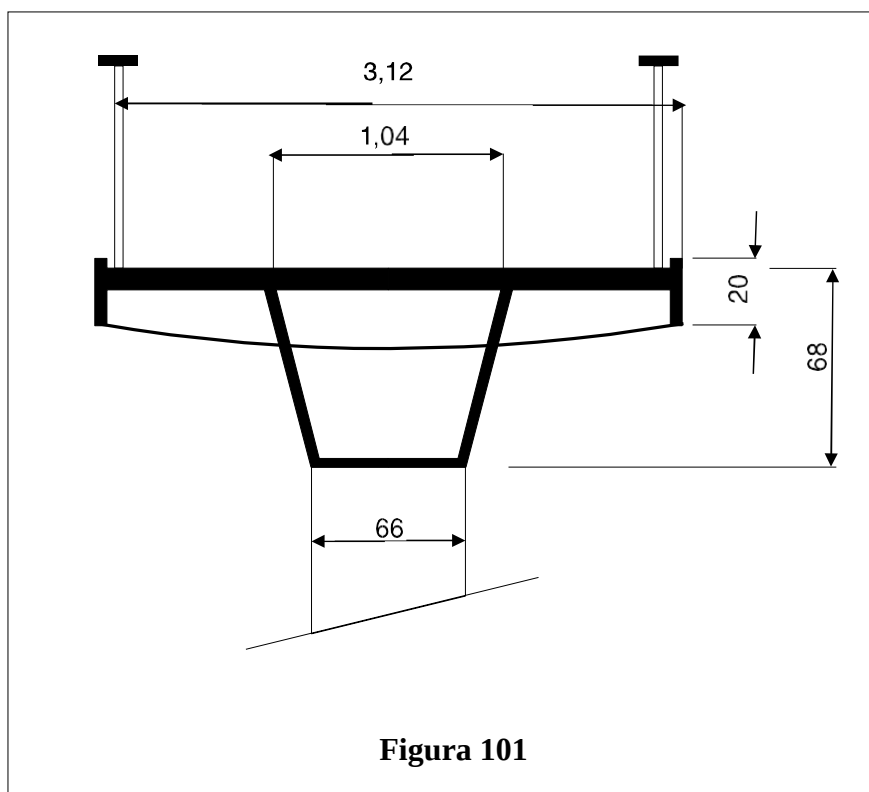


Figura 100 - SEÇÃO TRANSVERSAL E DETALHES



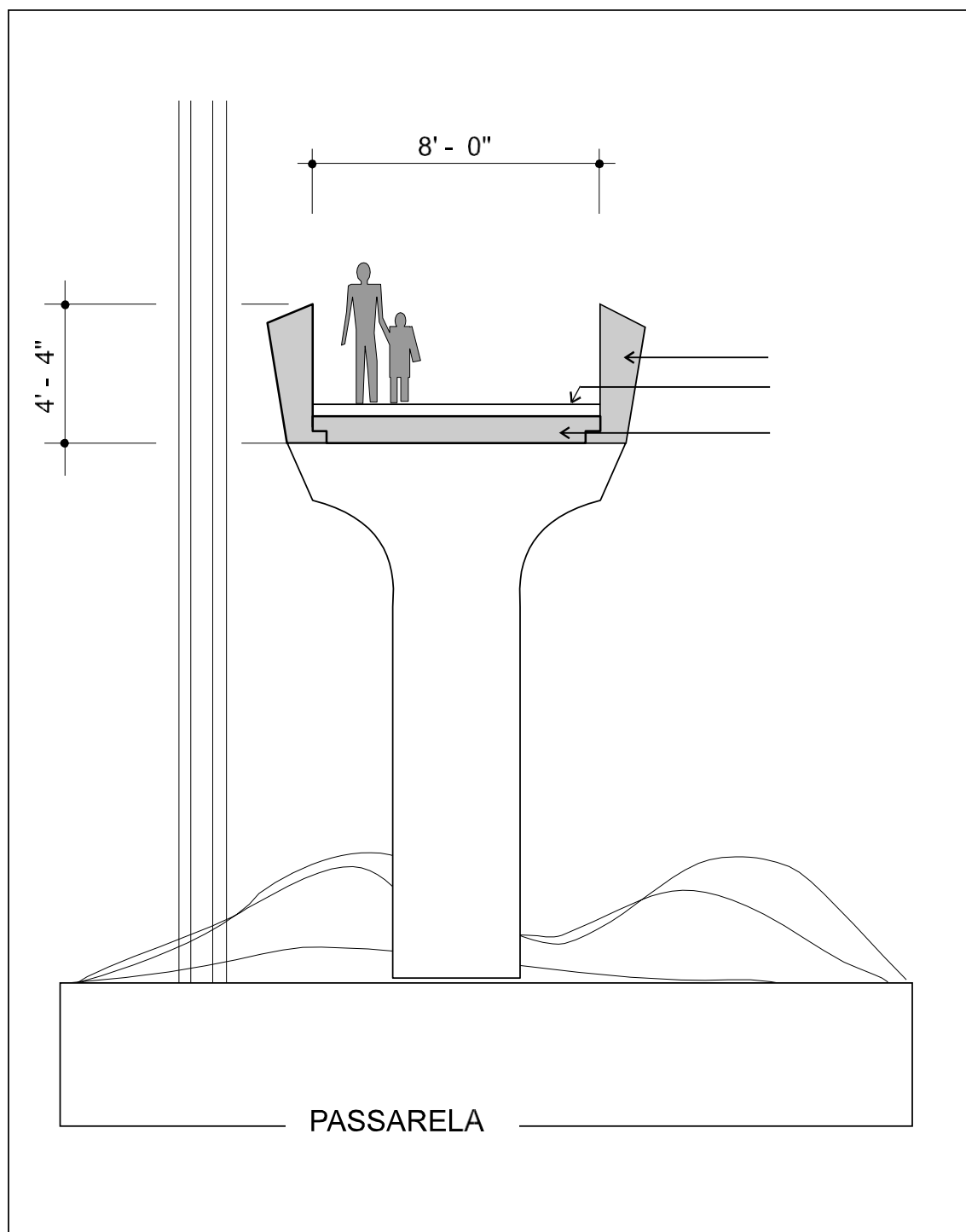
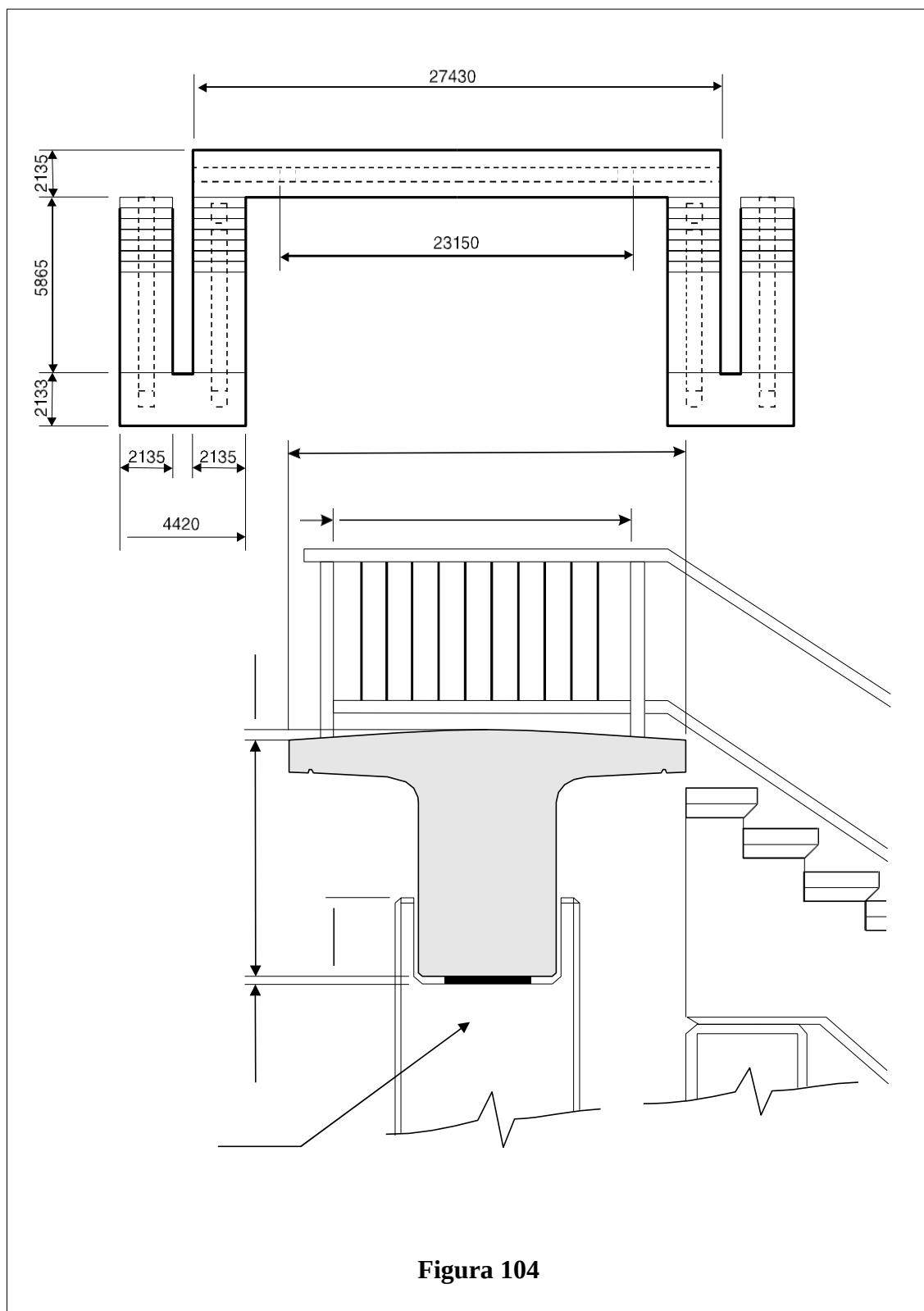


Figura 103



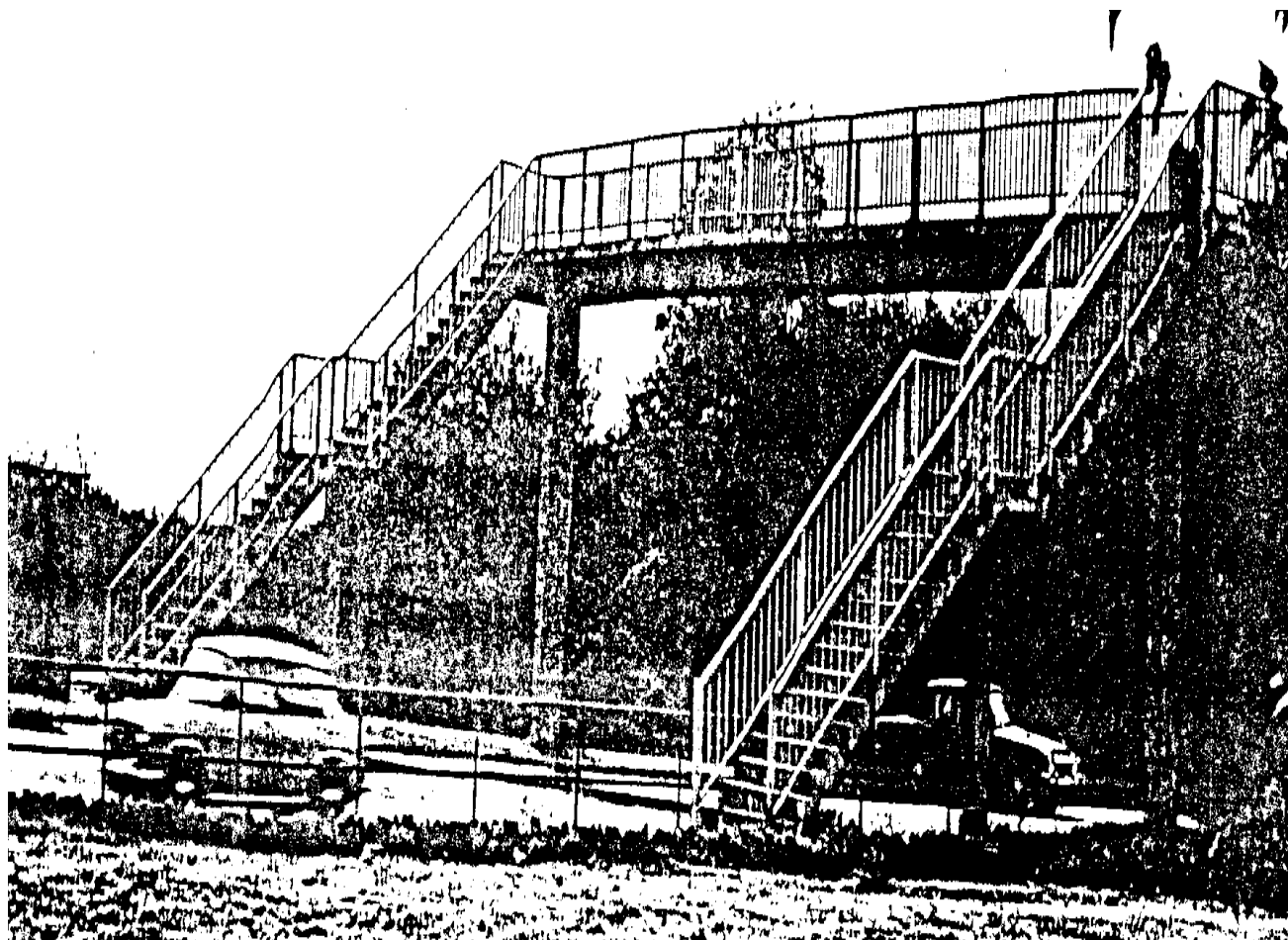


Figura 105

3.3.12.2.4 - Guarda-Corpos

Os guarda-corpos podem ser de concreto, metálicos ou mistos; em qualquer caso, devem ter alturas variando entre 90 e 100 cm.

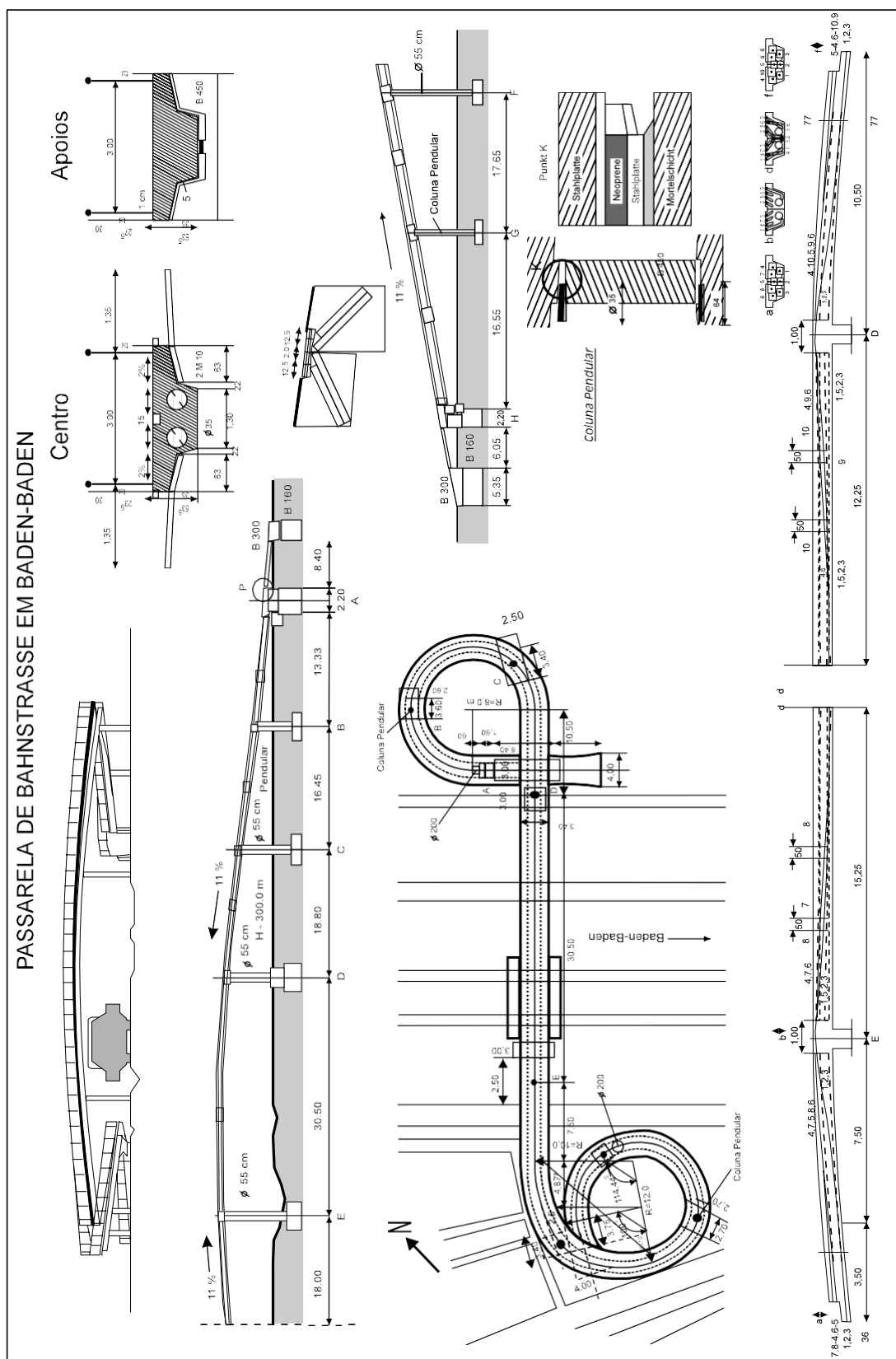
A preocupação com a leveza e a beleza das estruturas faz, muitas vezes, com que a proteção oferecida seja mais psicológica que real; assim acontece, por exemplo, com as passarelas do Aterro do Flamengo e a do Aeroporto Santos Dumont, no Rio de Janeiro e todas sobre ruas ou avenidas de tráfego muito intenso: são guarda-corpos metálicos de baixa altura, 86 cm, compostos de, apenas, duas barras horizontais, afastadas de cerca de 30 cm, e duas barras verticais, afastadas de cerca de 100 cm; todas as barras são chatas, de 25 mm, e de rigidez muito pequena.

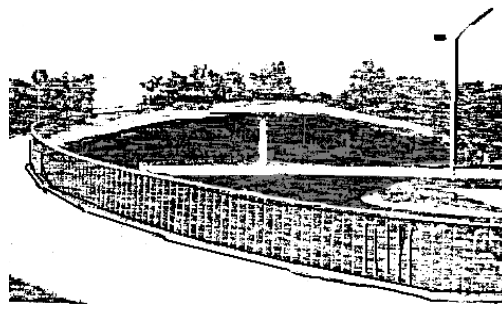
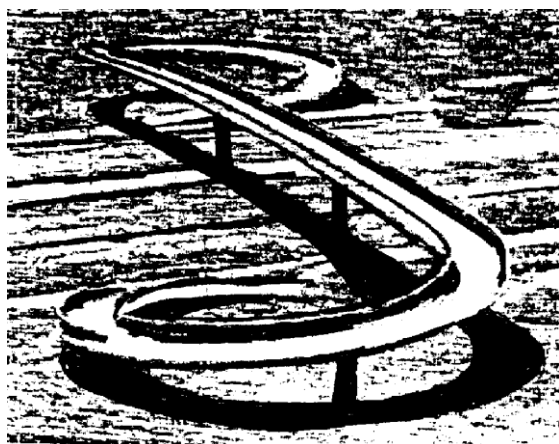
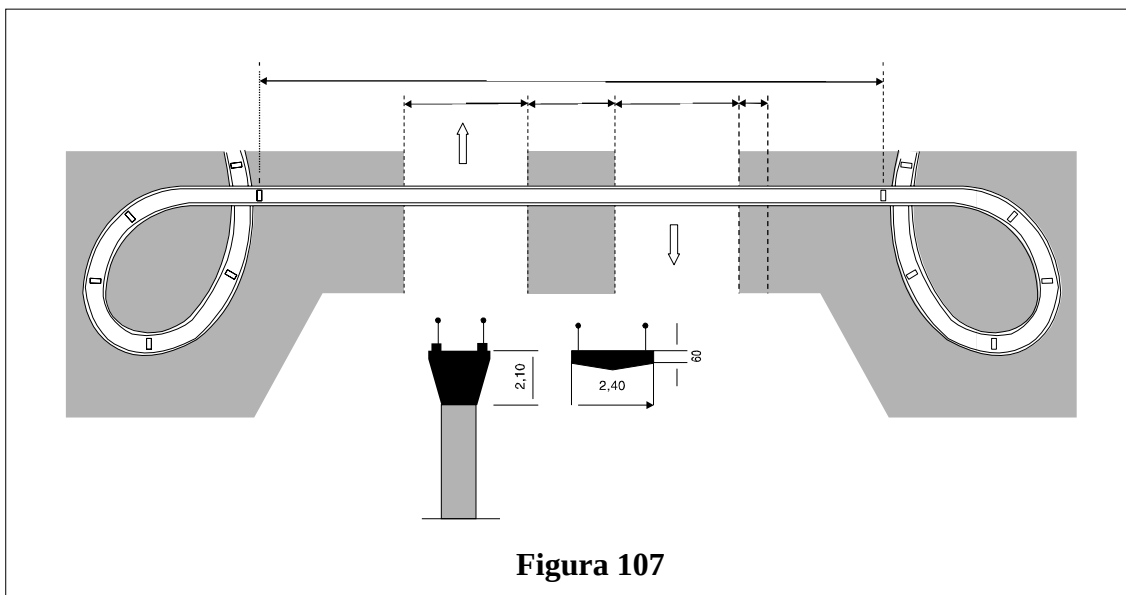
Os guarda-corpos de concreto são mais pesados, de partido estético modesto mas são mais seguros, duradouros e não sujeitos a roubos.

Os guarda-corpos metálicos recomendados em bibliografia especializada oferecem segurança satisfatória, têm custos elevados, exigem conservação permanente e são sujeitos a roubos.

A solução mista, em montantes de concreto e barras horizontais de tubos galvanizados é solução satisfatória, leve e duradoura; o desestímulo a roubos pode ser alcançado enchendo-se os tubos, prévia e visivelmente furados, de concreto.

Diversos tipos de guarda-corpos constam das Figuras 106, 107 e 108.



**Figura 108**

3.3.12.2.5 - Drenos e Pingadeiras

Na Figura 100, referente ao Item 3.3.12.2.2, Seções Transversais, estão indicadas valetas de receptação de águas pluviais bem como diâmetros e espaçamentos de drenos; sendo adotada uma seção caixão ou com vazios internos, estanques, haverá necessidade de se colocar drenos nos pontos baixos.

As pingadeiras, também indicadas na mesma Figura, devem ser efetivas e salientes, analogamente às demais obras-de-arte especiais; pingadeiras formadas através de recortes ou entalhes não funcionam e não devem ser usadas.

3.3.12.3 - Condicionantes de Implantação

O usuário, geralmente indisciplinado, deve ser praticamente compelido a usar a passarela; para isso, as rampas de acesso devem ter início e fim em pontos de atração natural tais como cruzamentos de ruas, saídas de fábricas, escolas etc..

A opção oferecida por uma passarela mal localizada pode variar entre a escolha, pelo usuário, de uma travessia direta e perigosa da rodovia, cerca de 10 m em pista simples ou cerca de 25 m em pista dupla, e um percurso bem mais longo, que inclui a subida de uma rampa de cerca de 50 m de comprimento, a travessia de um trecho central de cerca de 30 m e a descida de uma outra rampa, também com cerca de 50 m; isto, sem levar em conta que o início de uma rampa pode estar distante do usuário e que o fim da outra rampa poderá estar, também, distante do ponto que ele quer alcançar.

Sem estrada bloqueada, sem um tráfego muito intenso, sem condições topográficas favoráveis e sem a existência de pontos bem definidos de atração, a passarela será pouco utilizada e servirá apenas para abafar o clamor público que surge quando acontecem atropelamentos.

Uma solução muito pobre de projeto que, infelizmente, se repetiu, decorreu da construção apressada de uma passarela, reclamada por uma forte mobilização popular, na Rodovia Washington Luiz; essa passarela, com apenas um vão, vencia apenas a rodovia, ficando as rampas de acesso localizadas em canteiros laterais, que somente eram atingidos pelos usuários após o cruzamento de ruas laterais, com tráfego bastante significativo. Calou-se um clamor público mas o mau projeto foi repetido várias vezes; são, todas, passarelas de aspecto estético desagradável e muito pouco utilizadas.

Condições topográficas favoráveis para passarelas, artificiais embora, são as que existem no Aterro do Flamengo/RJ; ali foram criadas, através de terraplenagem planejada, elevações que, a um só tempo, são bloqueios naturais para pedestres e apoios das passarelas, simples, estéticas e espontâneas; contra estas passarelas, apenas o gabarito muito reduzido, da ordem de apenas 4 m, o que, aliás, muito contribui para sua acentuada leveza e beleza.

3.3.12.4 - Condicionantes Construtivas

Geralmente, as passarelas são construídas sobre rodovias já existentes e de tráfego intenso; essa execução deverá se processar com segurança, causar o mínimo de transtornos ao fluxo normal de veículos e ser construída com prazo reduzido, o menor possível.

Basicamente, apenas dois processos construtivos podem ser utilizados: construção no local, sobre escoramentos, e construção utilizando elementos pré-moldados.

A construção no local pode propiciar soluções contínuas, plásticas e de ótimo partido estético; entretanto, os escoramentos devem ser confiáveis, dispor de aberturas que garantam o gabarito mínimo permitido de construção e proteções contra eventuais choques de veículos, através de balizamentos e defensas. Trata-se de uma construção mais demorada e que oferece maiores riscos que a construção com elementos pré-moldados; entretanto, se seu partido estético for nitidamente superior, como é de se esperar, a solução deve ser a preferida.

As passarelas constituídas de elementos pré-moldados são, em geral, de partido estético fraco mas de construção mais rápida e segura; os elementos pré-moldados podem ser posicionados por guindastes, em manobras pouco demoradas e com pequena interrupção do tráfego. As rampas de acesso podem ser, também, constituídas de elementos pré-moldados ou construídas no local. Na construção com elementos pré-moldados a preocupação principal é com a leveza das peças, ficando o aspecto estético relegado a um segundo plano.

3.3.12.5 - Condicionantes Estéticas

3.3.12.5.1 - Generalidades

Habitualmente, o DNER tem construído passarelas em pontos críticos isolados e em diferentes rodovias, sem um planejamento consistente; o tratamento individualizado, emergencial, não permite, em geral, que haja padrões ou diretrizes estéticas apreciáveis para projetos de passarelas.

Mesmo quando encaradas dentro de programas de pleno atendimento de trechos, casos da BR-116/RS e BR-116/SP, os partidos estruturais, estéticos e geométricos adotados foram completamente diversos para cada trecho e não muito coerentes entre si, conforme comentários que se seguem.

- Na BR-116/RS foram projetadas e construídas magníficas passarelas, regularmente espaçadas, largura total de mais de 3 m, apesar de não ser prevista uma grande movimentação de pedestres; as passarelas, moldadas no local, são de greide contínuo, com rampas de acesso helicoidais. As soluções adotadas não são originais, já que obras semelhantes estão reproduzidas em várias publicações especializadas, mas são funcionais e de grande beleza.

- Na BR-116/SP, Projeto de Ampliação da Rodovia Presidente Dutra, foram projetadas e construídas passarelas com cerca de 2 m de largura total, apesar da previsão de grande movimentação de pedestres; as passarelas são constituídas de elementos pré-moldados, em vigas T, vãos variáveis. Os trechos centrais, em nível, fazem, em geral, ângulos retos com as rampas de acesso, também constituídas de elementos pré-moldados. O partido estético é pobre e justificado apenas pelas dificuldades e riscos de construção escorada sobre rodovia de intenso tráfego.

São dois exemplos expressivos, em rodovias importantes, de falta de padrões e de diretrizes para projeto de passarelas.

3.3.12.5.2 - Diretrizes Básicas

Em virtude das pequenas cargas que suportam, as passarelas, em condições favoráveis, podem ser obras leves e elegantes; a preocupação com a leveza não deve, porém, ser levada ao exagero de permitir que a obra cause desconforto ao usuário; no Capítulo 5 foram dadas indicações, extraídas do CEB Model Code 90, referentes a faixas de frequência própria que devem ser evitadas no projeto das passarelas.

A construção de passarelas de padrão estético superior exige, muitas vezes, uma concordância geral em enfrentar os inegáveis riscos de execução de obras moldadas no local, sobre escoramentos, que, sempre, causam algum constrangimento ao tráfego; algumas vezes há, também, problemas de conseguir áreas disponíveis para o desenvolvimento das rampas de acesso.

Algumas das diretrizes básicas que possibilitam projetos de passarelas de bom partido estético estão relacionadas a seguir:

- a - disponibilidade de áreas para desenvolvimento das rampas de acesso;
- b - continuidade de greide em toda a obra: trecho central e rampas de acesso;
- c - escolha de um sistema estrutural contínuo e, se possível, apertado;
- d - escolha de geometria adequada para as seções transversais da passarela, da rampa e dos pilares;
- e - escolha de guarda-corpos leves;
- f - escolha de detalhes que preservem a limpeza e a durabilidade da obra;
- g - os detalhes escolhidos devem guardar uma proporção adequada com o restante da estrutura, ressaltando sua leveza com artifícios tais como apresentação de faces expostas em planos diferentes, aproveitamento de efeitos favoráveis de sombras naturais, etc..

3.4 - Sistemas Construtivos

3.4.1 - Generalidades

Projetar não é uma atividade isolada e para ressaltar sua íntima ligação com outras atividades vale traduzir trecho da obra “Bridges and Their Builders”, de David B. Steinman e Sara Ruth Watson; em seu Capítulo 18, “The Bridgebuilder in Contemporary Civilization”, os autores dizem:

“Os principais elementos de progresso no projeto e construção de pontes ocorreram nos materiais, na análise matemática, nos métodos de construção e na estética ou arquitetura de construção de pontes. Para explorar estas diferentes atividades ao máximo, o construtor de pontes busca ajuda de outros cientistas, metalurgistas, matemáticos, especialistas em fundação, fabricantes de aço e outros especialistas nas várias fases da ciência e arte de construção de pontes”.

Grandes mudanças ocorreram desde o lançamento do livro, início da década de 40, até a época presente; entretanto, o texto permanece atual para as obras que pretendam ser pioneiras ou quebrar recordes.

Para obras menores, o texto pode parecer exagerado mas serve para lembrar que o projetista deve ter uma gama variada de conhecimentos gerais e locais, inclusive de métodos construtivos, para poder projetar obras coerentes, exequíveis, econômicas, funcionais e esteticamente agradáveis.

Após uma breve referência a sistemas construtivos de mesoestrutura, o presente capítulo abordará os principais sistemas construtivos de superestrutura.

3.4.2 - Sistemas Construtivos de Mesoestrutura

Dependendo principalmente de sua altura, os pilares podem ser executados, pelo menos, de quatro maneiras distintas:

- a - através de peças pré-moldadas, em passarelas e obras de pequenos vãos;
- b - através de concretagem convencional, isto é, executadas as fôrmas completas, concretase de baixo para cima, em concretagens contínuas, concreto lançado ou bombeado e vibrado;
- c - através de fôrmas deslizantes, fôrmas desmontáveis de cerca de 1,0 m de altura, empurradas continuamente para cima, simultaneamente com a concretagem, contínua e vibrada;
- d - através de fôrmas trepantes, fôrmas desmontáveis de cerca de 3,0 m de altura e concretagem por segmentos, vibrada e interrompida.

O sistema construtivo da mesoestrutura influi no seu detalhamento; no caso particular de fôrmas deslizantes recomenda-se um cobrimento adicional das armaduras, de 3 a 4 cm, para combater a tendência à fissuração da camada superficial do concreto, provocada pelo arrasto das fôrmas.

3.4.3 - Sistemas Construtivos de Superestrutura

3.4.3.1 - Execução Sobre Escoramentos

O processo de execução sobre escoramentos é o mais antigo sistema utilizado na construção de obra-de-arte especiais; pode ser constituído por escoramento fixo ou, através de inovações mais recentes, pela combinação de escoramento móvel com fôrmas deslizantes.

O escoramento fixo pode ser contínuo, somente através de pontaletes, ou misto, com torres e perfis ou treliças.

O caráter provisório dos escoramentos induz, quase sempre, o projetista ou o construtor a assumir riscos desproporcionais à redução de custos obtida, visto que, é na fase de escoramento que acontece a maioria dos acidentes de construção de obras-de-arte especiais; solicitam-se as peças ao máximo, minimizam-se os contraventamentos e descarta-se o apoio dos pontaletes ou das torres; também, os pranchões, vigas ou treliças de ligação dos pontaletes ou das torres trabalham, quase sempre, no limite e com deformações excessivas.

Estes exageros devem ser coibidos com a exigência de apresentação de projetos de escoramento minuciosamente detalhados e com memorial de cálculo onde se verificam tensões, deformações, flambagem e ligações.

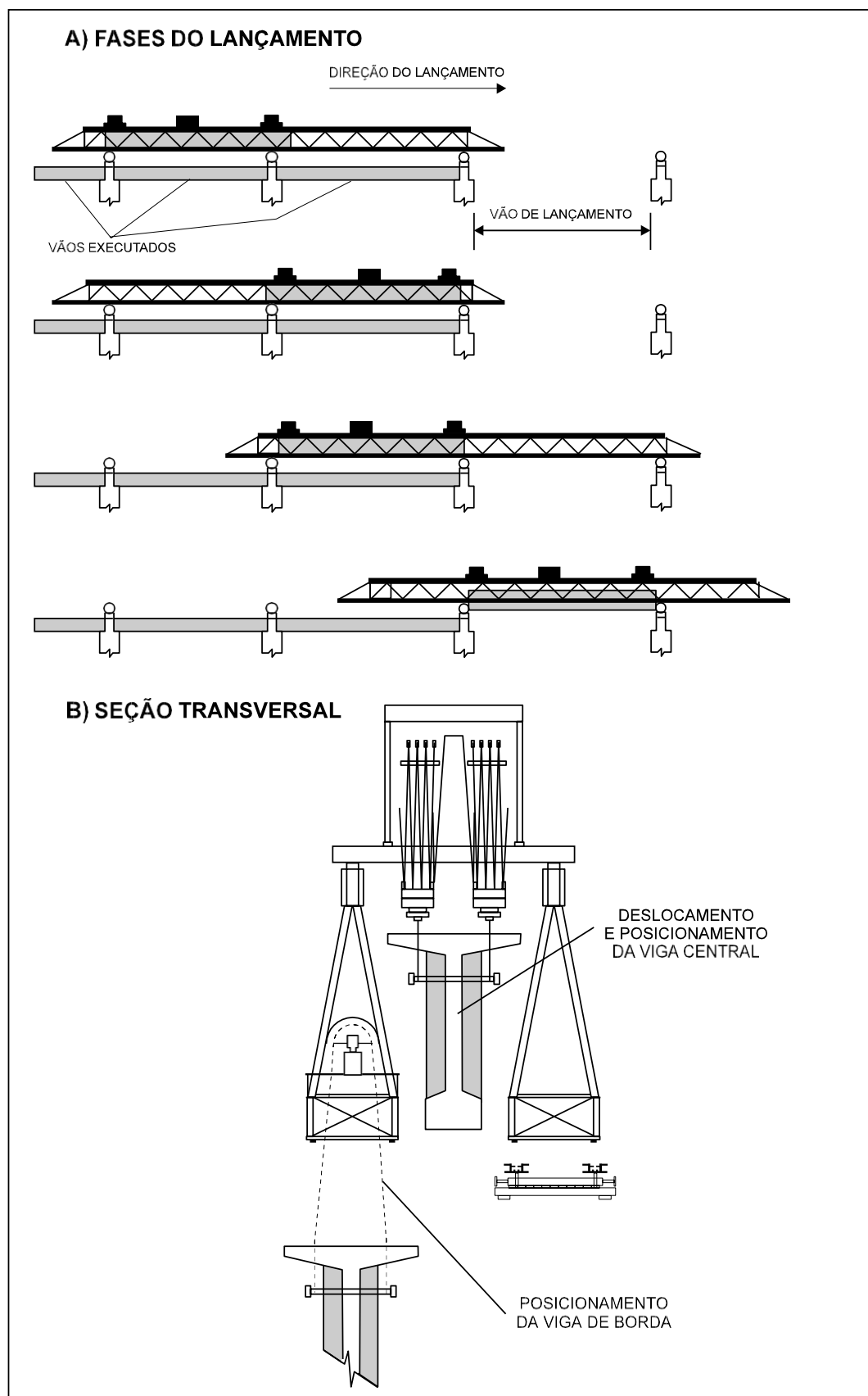
O projeto de escoramento é um projeto construtivo que deve ser compatível com o tipo de obra e com o plano de concretagem; cuidados especiais devem ser tomados com movimentações de equipamentos, concretagens assimétricas e protensões que transferem e concentram cargas.

Os cimbramentos fixos podem ser formados por pontaletes de madeira ou, mais apropriadamente, por elementos metálicos. Os cimbramentos móveis são aplicáveis a obras cujo número de vãos seja superior a três: após a concretagem do primeiro vão, o escoramento deslizante e as fôrmas são deslocados para o vão seguinte e assim sucessivamente. Em obras contínuas, as fases de concretagem estendem-se até o ponto do momento nulo no vão seguinte.

Nos casos em que o terreno seja suficientemente resistente e aproximadamente plano e a altura livre da obra seja pequena, o cimbramento móvel pode deslocar-se sobre trilhos apoiados no solo. Em obras cuja altura livre seja maior, o cimbramento se movimenta sobre treliças metálicas também deslocáveis vão a vão, suportados por apoios provisórios aplicados aos pilares definitivos da obra.

3.4.3.2 - Lançamento Por Treliças

No caso particular de estruturas em vigas pré-moldadas de peso elevado, é de grande aplicação a execução por meio de treliças de lançamento, conforme ilustrado esquematicamente na Figura 109. O sistema, formado por um par de treliças, desloca-se longitudinal e transversalmente, sendo a viga a ser posicionada suportada por guinchos que, por sua vez, possuem um sistema de deslocamento longitudinal independente, sobre a treliça. O posicionamento de uma viga é feito através do deslocamento inicial da treliça para o vão de lançamento, com viga ancorada na região correspondente ao vão anterior; após ancoragem da treliça no pilar subsequente, a viga é deslocada entre o par de treliças e colocada na sua posição definitiva.

**Figura 109 - LANÇAMENTO POR TRELIÇAS**

O sistema é limitado, de acordo com as especificações do fabricante do equipamento, ao peso dos elementos pré-moldados, comprimento do vão e dimensões transversais da peça. É usual proteger-se estruturas com vigas até 140 tf de peso, vãos de 45 metros e larguras do talão, da ordem de 1,20 metros.

3.4.3.3 - Balanços Sucessivos

O processo de execução em balanços sucessivos, de ampla aceitação, aplicação e desenvolvimento nos últimos anos, consiste na execução da estrutura em segmentos, aduelas de comprimento variável de 3 a 10 metros, constituindo balanços que, em geral, são equilibrados pelo avanço simultâneo dos balanços dos vãos vizinhos.

Normalmente, a execução se processa simetricamente em relação ao apoio até metade dos vãos adjacentes a ele, e o vão é fechado, evitando-se articulações centrais; o mesmo processo é, então, concluído para os vãos vizinhos. Dessa forma, os momentos de desequilíbrio são relativamente pequenos e os dispositivos de engastamento no apoio, sempre exigidos no processo, ainda que provisórios, podem ser projetados economicamente. A Figura 110 ilustra o processo construtivo.

Quando os balanços são desiguais, ou se pretende partir de um apoio para os seguintes em execução contínua, é usual a utilização de apoios provisórios intermediários ou estais ajustáveis ao desenvolvimento do vão, suportados por torres provisórias e ancoradas no apoio anterior.

Os segmentos podem ser concretados no local ou podem ser pré-moldados; no primeiro caso, a concretagem é executada através de fôrmas deslocáveis em balanço, suportadas pelos trechos já concluídos e, no segundo, as aduelas são pré-moldadas contra a face frontal da aduela imediatamente anterior, de modo a obter-se o maior ajustamento possível nas superfícies a serem ligadas futuramente.

A ligação entre aduelas pré-moldadas é feita por meio de cabos de protensão, que podem ou não fazer parte da cablagem definitiva do trecho, e com o auxílio de cola polimerizável à base de resina epoxi, aplicada às juntas dos elementos a serem ligados.

As funções básicas da cola são de lubrificar e compensar as imperfeições das juntas na fase de montagem e, após a polimerização, participar da resistência da junta aos esforços tangenciais e de compressão. Como a cola não apresenta resistência ao cisalhamento antes da polimerização, as juntas são projetadas de forma a transmitir esses esforços através de chavetas de cisalhamento. A tendência atual é de prover a superfície da junta de um entarugamento, regularmente espaçado, de forma a prescindir da resistência ao cisalhamento da cola, mesmo após a polimerização.

Parte ou a totalidade dos cabos definitivos podem ser enfiados posteriormente e protendidos em saliências das aduelas, fora das juntas, permitindo maior rendimento e independência das operações de montagem e de protensão definitiva. Essa, por sua vez, e também a operação de injeção dos cabos, podem, assim, ser efetuadas no interior do caixão, com maior conforto, segurança e controle.

A montagem das aduelas pré-moldadas pode ser feita através de diversos processos, adequados às condições particulares de cada local de implantação. Em geral, os dispositivos de posicionamento se apoiam sobre a parte da estrutura já concluída e, em muitos casos, necessitam de apoios provisórios auxiliares. As treliças de lançamento têm utilização frequente, adequadas aos casos em que os segmentos pré-moldados têm peso considerável: são projetadas com comprimentos iguais a 1,5 vezes o comprimento do vão, com apoio extremo sobre o pilar de suporte do meio vão concluído e apoio intermediário sobre o pilar seguinte, suporte dos meios vãos em construção; as aduelas são posicionadas simetricamente em relação a este, uma carregando o vão central da treliça e outra o seu trecho em balanço.

É possível, também, executar os vãos continuamente, sem obedecer à simetria em relação aos diversos apoios, através de solução em estais provisórios; esta solução tem sido aplicada a vãos da ordem de 50 metros.

Estruturalmente, a diferença entre os processos em aduelas pré-moldadas e aduelas concretadas no local reside essencialmente na grande dificuldade de, no primeiro caso, prover as juntas de armadura passiva, destinada a manter a homogeneidade da seção transversal no controle da fissuração da peça; daí resulta a necessidade de serem projetadas seções com protensão completa, aumentando o consumo de materiais. Além disso, é questionável a eficiência da aderência dos cabos de protensão - únicas armaduras a atravessarem a junta, se não houver armadura passiva - produzida pela nata de injeção, podendo diminuir a resistência última da peça, quando calculada com aderência completa.

Alguns exemplos de construção em balanços sucessivos, em aduelas pré-moldadas ou moldadas no local, estão ilustradas nas Figuras 111, 112, 113, 114, 115, 116, 117 e 118.

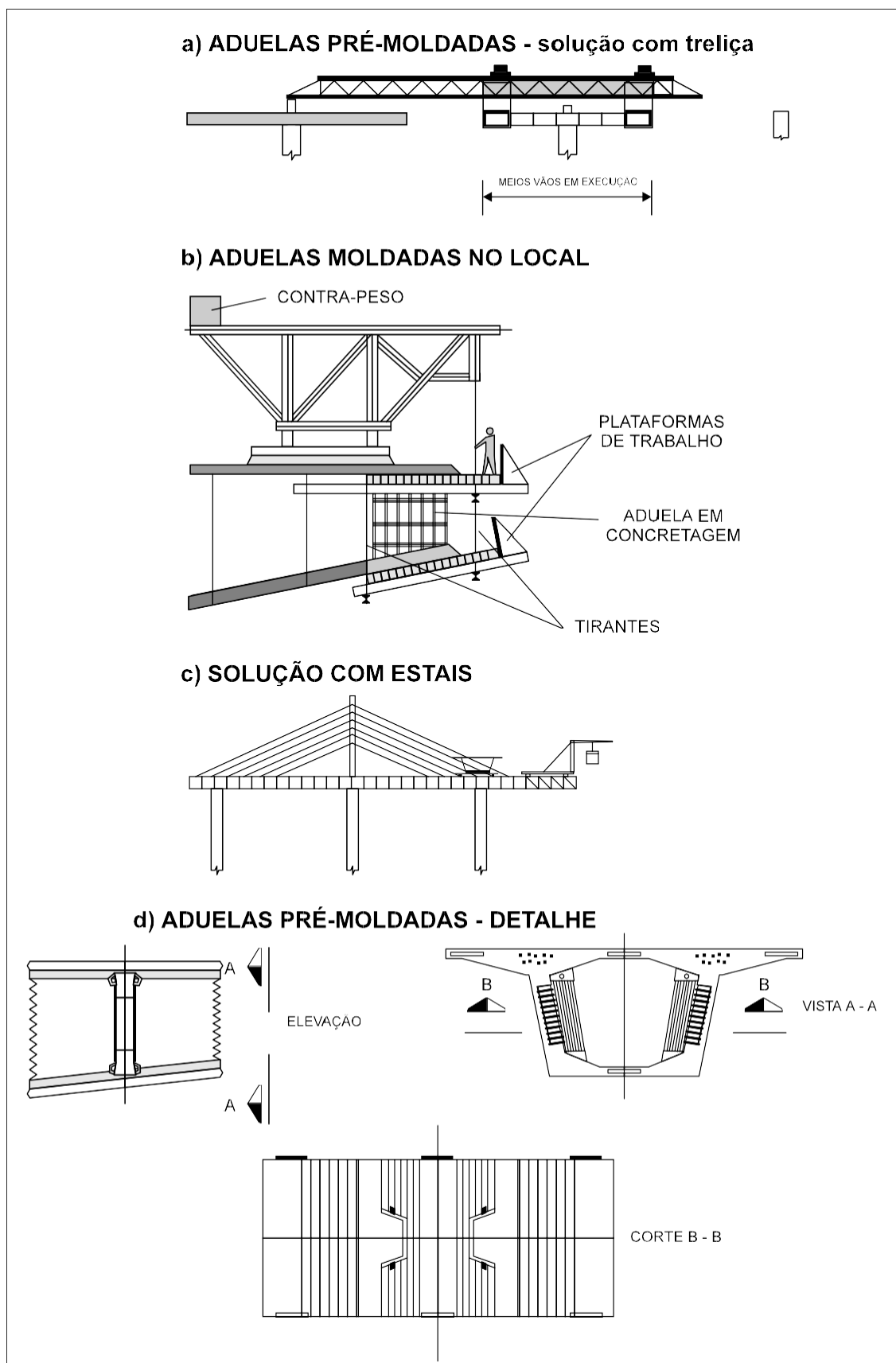


Figura 110 - BALANÇOS SUCESSIVOS

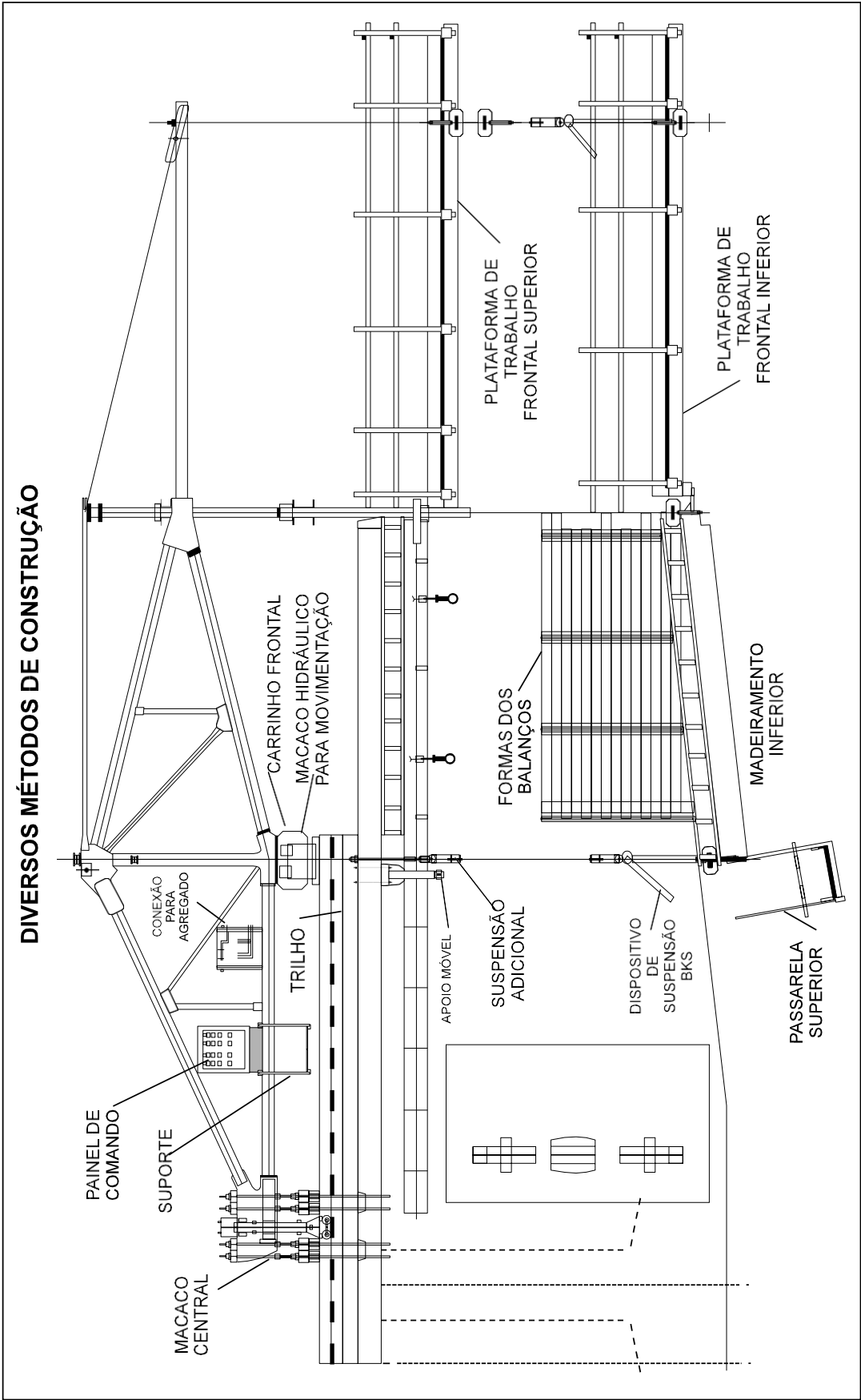
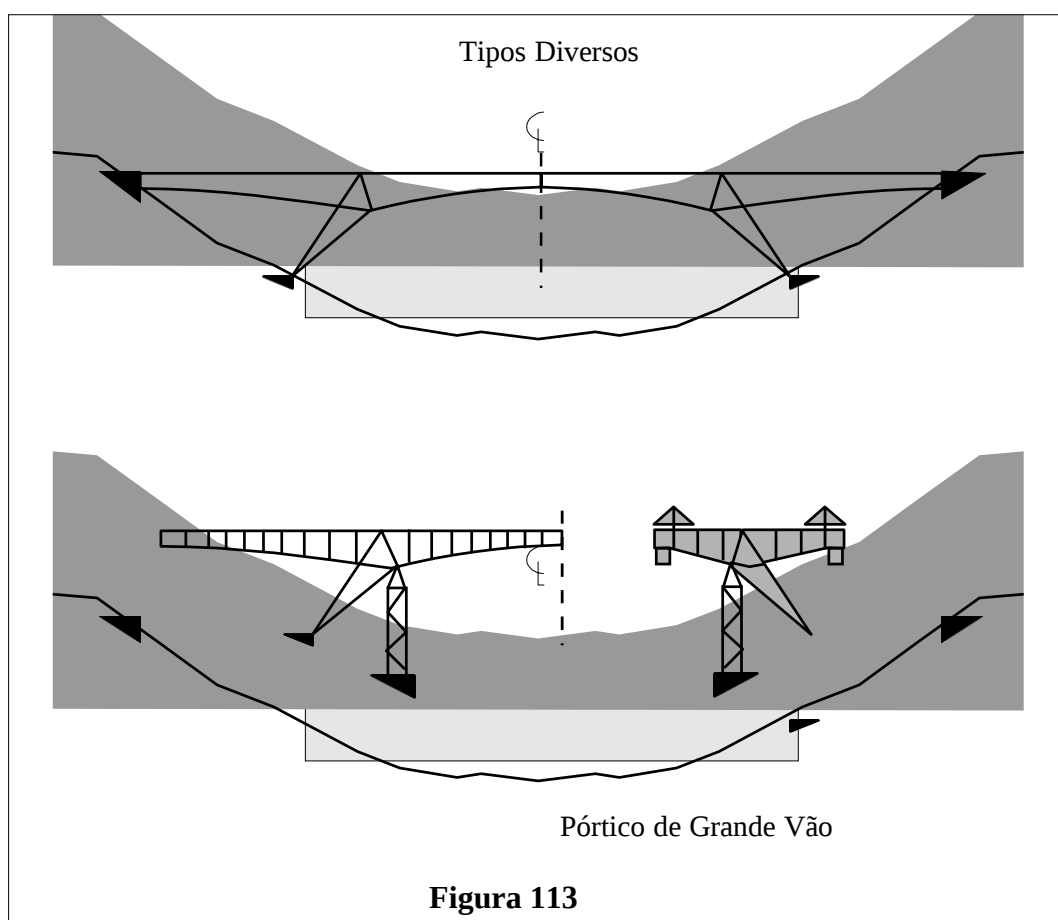
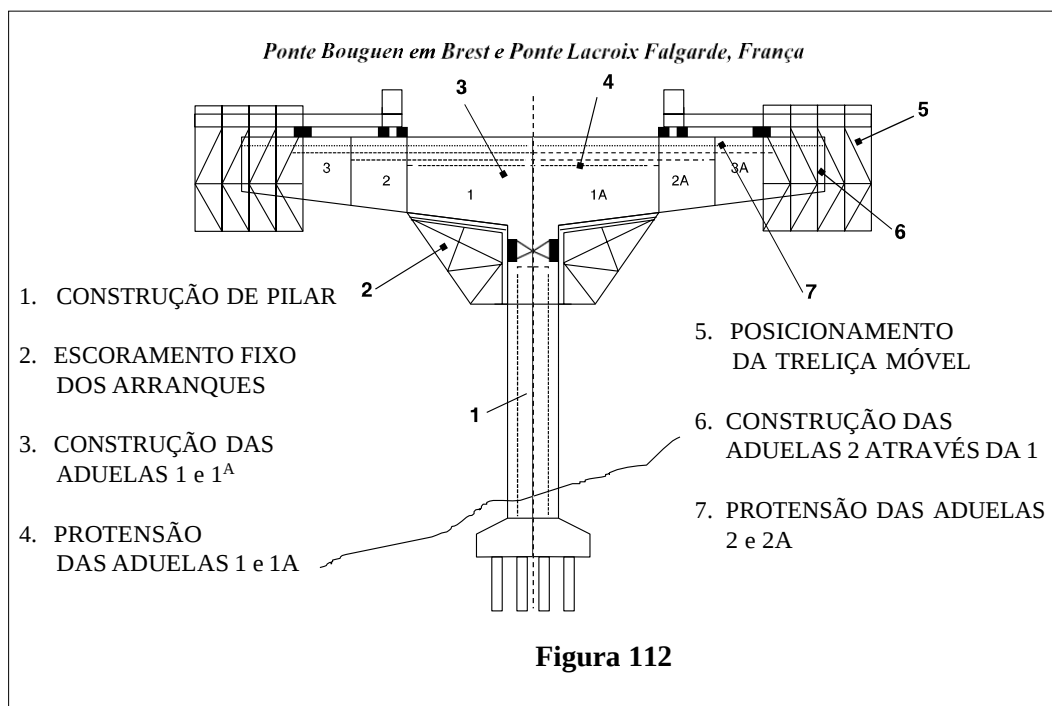


Figura 111



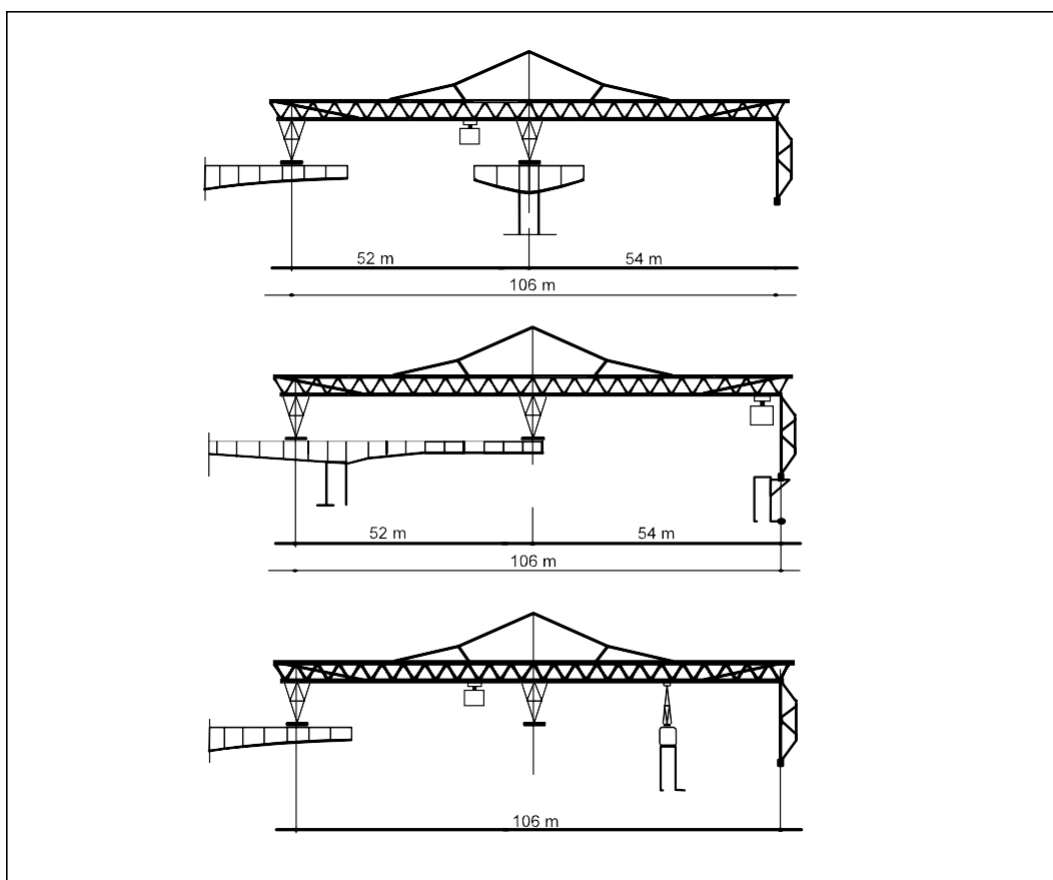


Figura 114

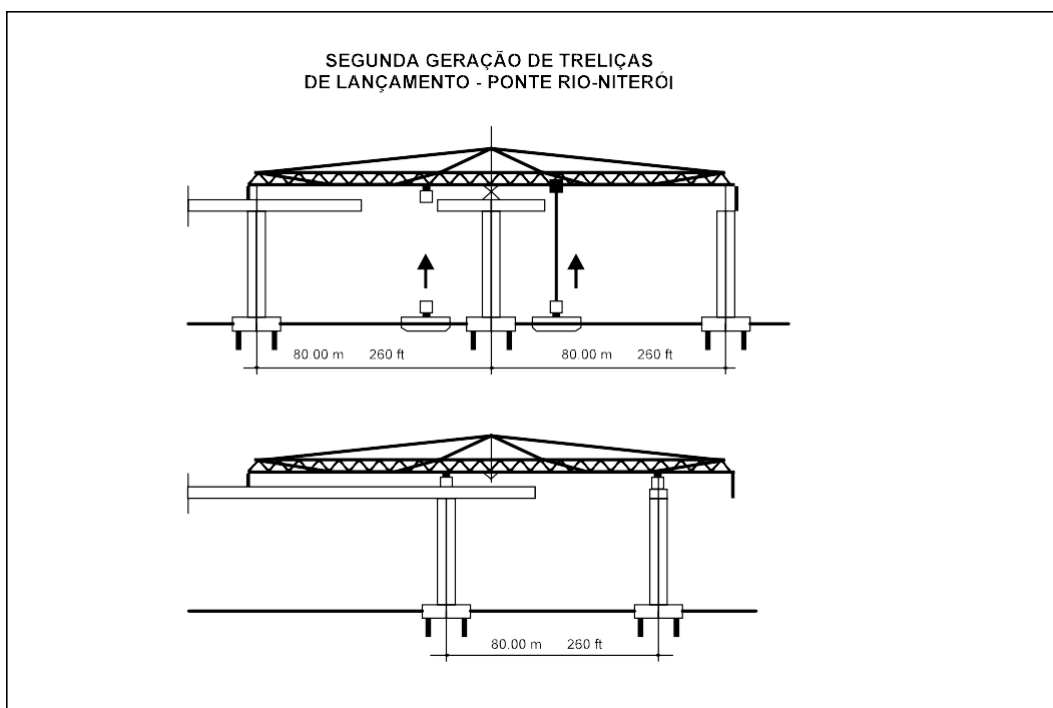


Figura 115

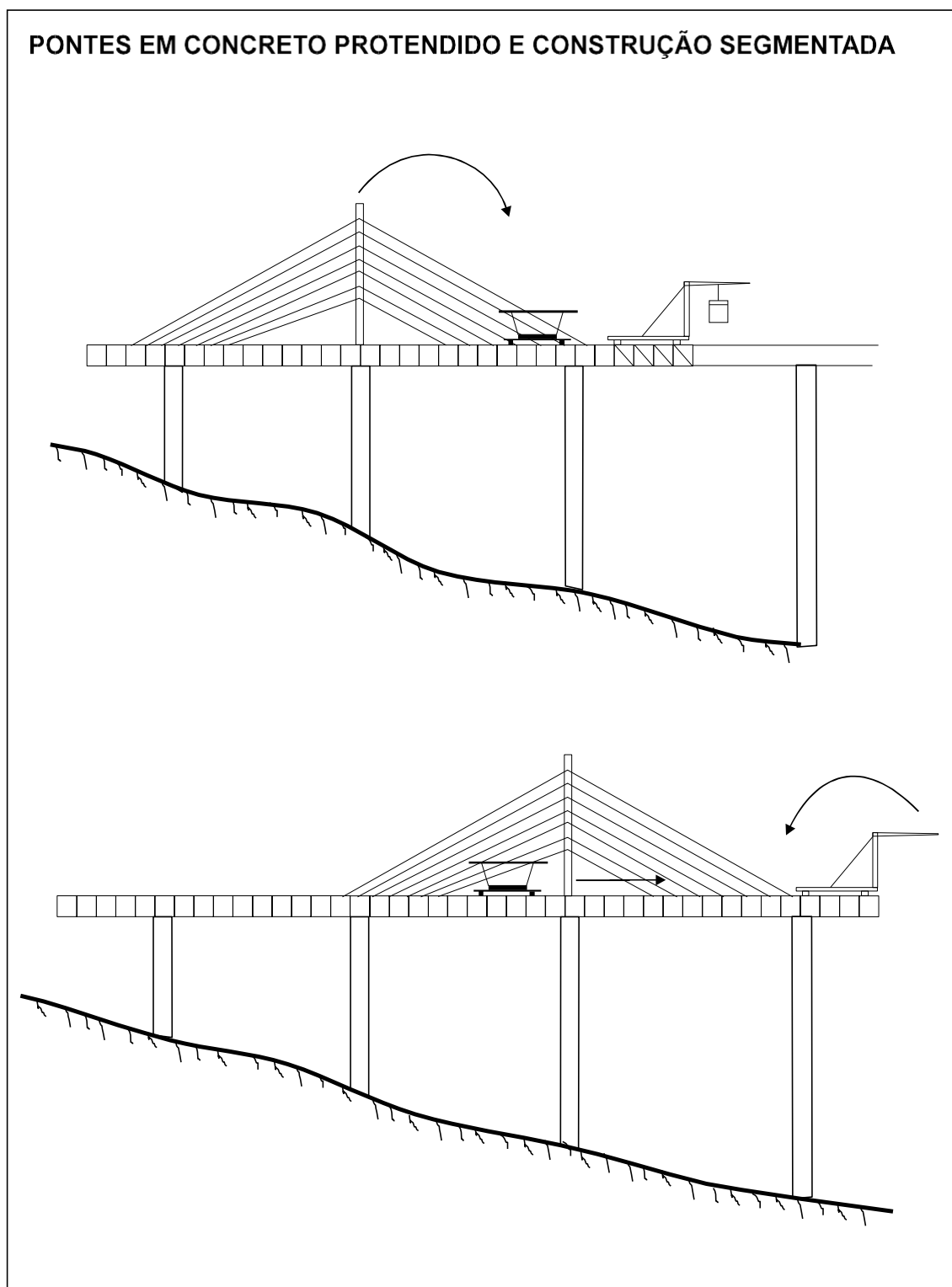


Figura 116

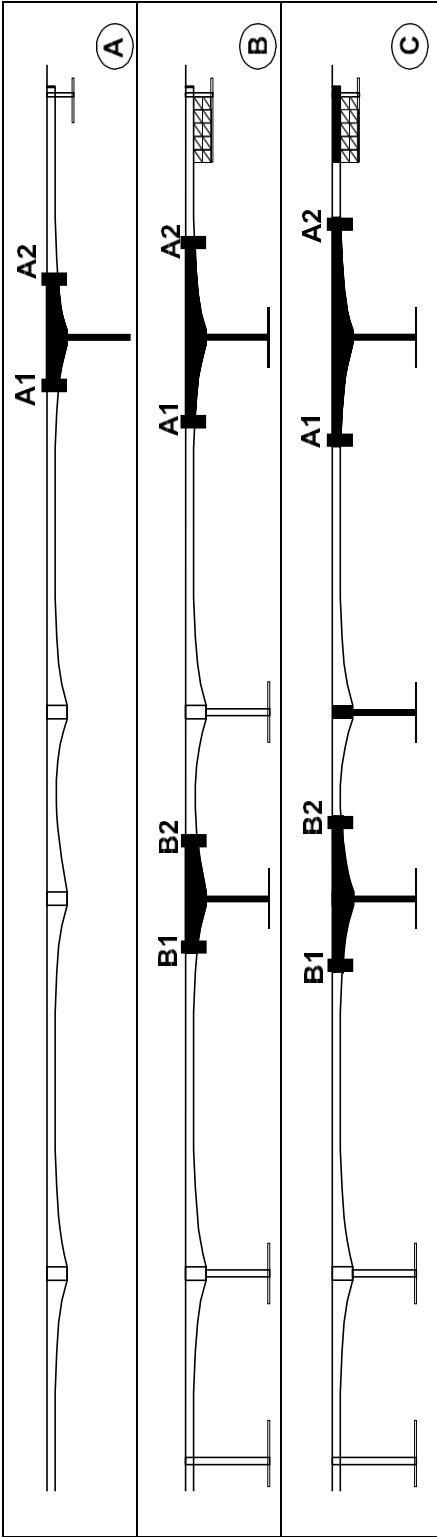


Figura 117

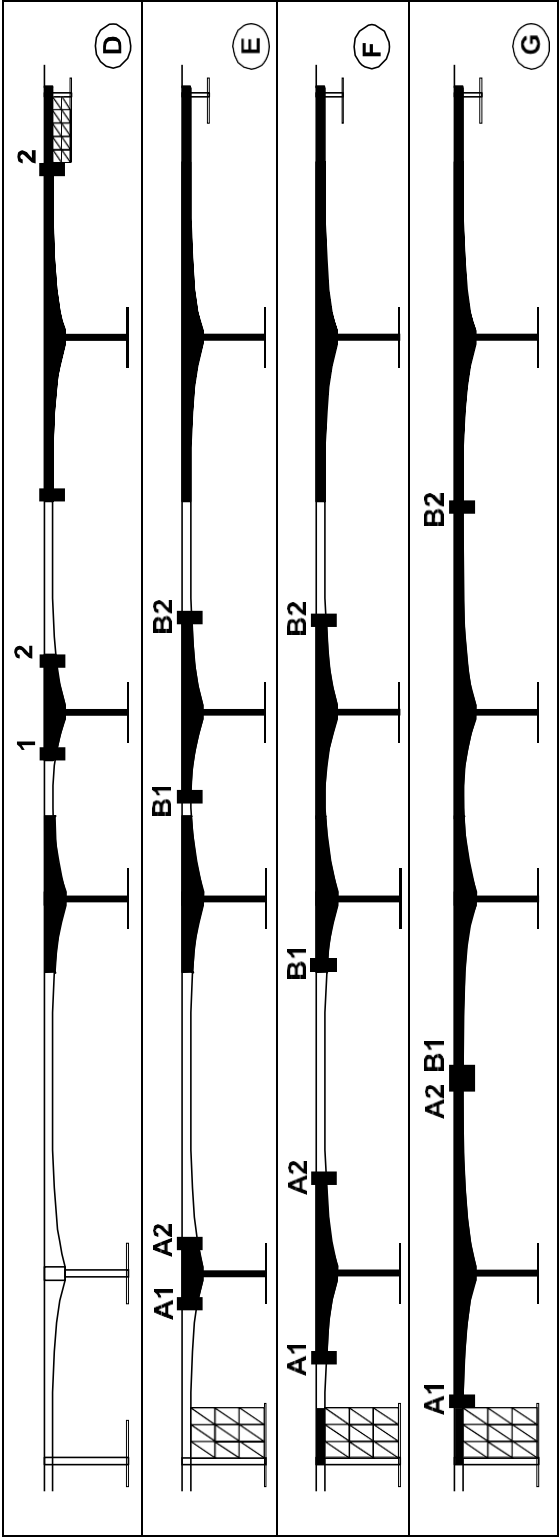


Figura 118

3.4.3.4 - Lançamento Por Incrementos Modulados

O processo de lançamento por incrementos consiste na execução, atrás do encontro da obra-de-arte, de segmentos da superestrutura que, após concluídos, são empurrados da direção da obra até atingirem sua posição definitiva.

Cada segmento é executado sobre fôrmas metálicas fixas e concretado contra o anterior já concluído, permitindo, assim, a continuidade da armadura na região das juntas. O deslocamento dos trechos é feito através de macacos hidráulicos aplicados ao encontro e sobre aparelhos de apoio deslizantes de teflon, situados nos pilares definitivos ou, em casos de grandes vãos e quando a relação comprimento/vão é exagerada, também em apoios intermediários provisórios.

Durante a fase construtiva, a protensão dos segmentos é centrada de modo a limitar-se as tensões de tração, já que, ao longo do deslocamento, cada trecho é submetido a momentos fletores alternados. É usual admitirem-se tensões de tração nesta fase, ainda que, para as cargas de utilização e posição definitiva da peça, se exija protensão completa. Como, no curso do deslocamento, o trecho dianteiro da estrutura se mantém em balanço até atingir os pilares, ao primeiro segmento é fixada uma treliça metálica de pequeno peso destinada a, atingindo os apoiosantes da superestrutura, reduzir o momento negativo decorrente deste balanço. Após a estrutura atingir sua posição final, são pós-tracionados os cabos complementares destinados a absorver os esforços de utilização definitiva da estrutura e, normalmente, a estrutura é levantada para a colocação dos aparelhos de apoio definitivos.

O encontro que recebe o esforço do macaco deve ter grande capacidade de resistência a esforços horizontais, o que provoca, em muitos casos, a necessidade de atirantamento do encontro ou mesmo da estrutura auxiliar de suporte.

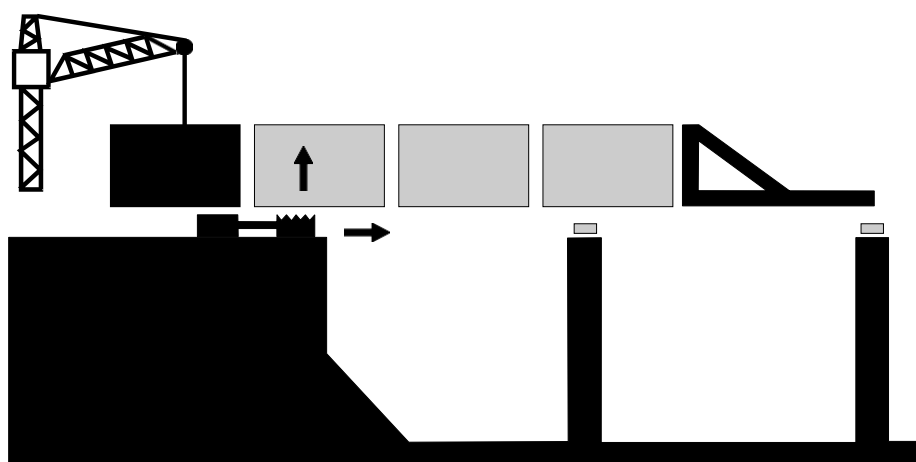
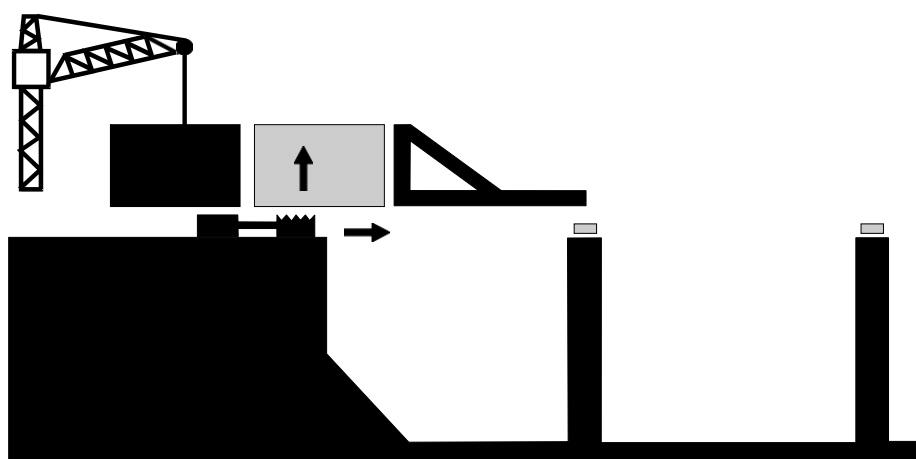
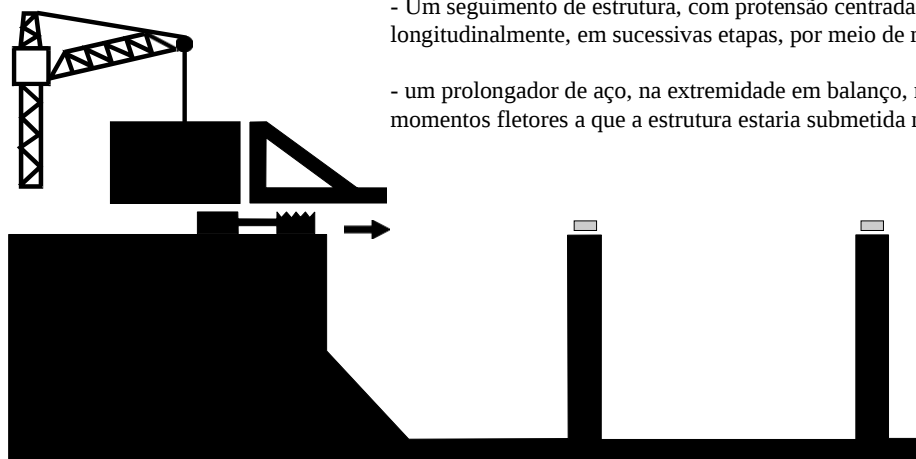
O processo de lançamento por incrementos modulados é econômico para vãos entre 30 e 60 metros, em projetos cujos comprimentos excedam 150 metros. Sua aplicação não se restringe a obras retas, podendo ser utilizado em estruturas curvas em planta ou elevação, com a única restrição de ser o raio de curvatura constante em toda a extensão da obra.

O processo de construção por incrementos modulados está ilustrado na Figura 119.

MÉTODOS DIVERSOS DE CONSTRUÇÃO

Lançamento

- Um seguimento de estrutura, com protensão centrada, é empurrado longitudinalmente, em sucessivas etapas, por meio de macacos hidráulicos.
- um prolongador de aço, na extremidade em balanço, reduz os grandes momentos fletores a que a estrutura estaria submetida na fase construtiva.



**Figura 119 - CONSTRUÇÃO POR ICREMENTOS MOLDULADOS
“TAKTSCHIEBEVERFABREN” OU “PONTES EMPURRADAS”**

3.5 - Escolha do Tipo de Fundação

3.5.1 - Generalidades

Em função da carga atuante nos pilares e do resultado das prospecções efetuadas no terreno, a escolha do tipo de fundação basear-se-á na consideração dos seguintes fatores:

- a - as cargas da superestrutura devem ser transmitidas às camadas do subsolo capazes de suportá-las com segurança;
- b - as deformações das camadas subjacentes à fundação devem ser compatíveis com as permitidas pela superestrutura;
- c - a implantação das fundações não deve causar danos às estruturas vizinhas nem comprometer a estabilidade das encostas ou dos maciços em que as mesmas se apoiem.

3.5.2 - Fundações Diretas

A utilização de fundações diretas superficiais, em sapatas de concreto armado ou em blocos de concreto simples, deverá fundamentar-se na análise dos seguintes elementos:

a - Características do Subsolo

Expressas, em geral, por resistência e indeformabilidade suficientes na camada de assentamento da fundação, sempre em terreno natural, e nas do solo subjacente, e pela pressão admissível sobre o terreno da fundação, estabelecida não apenas em função da resistência mas também da capacidade de deformação admitida pela estrutura.

b - Profundidade da Camada Resistente

O nível de assentamento de uma fundação direta deve situar-se suficientemente próximo da superfície, de forma que a implantação das sapatas não implique em escavações exageradas ou que possam afetar estruturas ou apoios próximos.

Segundo a NBR-6122/86, fundações superficiais ou fundações diretas são as que, atendidas outras condicionantes de segurança, estão assentadas em profundidades não menores que 1,50 metros e não maiores que duas vezes a menor dimensão da fundação; às fundações diretamente assentes em rocha não se aplica o limite mínimo de 1,50 metros.

Entre as condicionantes de assentamento de fundações diretas está o de não expor as fundações a descalçamentos provocados por fenômenos superficiais ou

subterrâneos, tais como fluxos d'água, erosão etc.; a bibliografia especializada considera como altura provável de erosão um valor que varia de uma a três vezes a diferença entre níveis normal e de máxima enchente.

c - Uniformidade do Subsolo

O nível de assentamento da fundação deverá respeitar, sempre que possível, a localização em uma mesma camada de solo, de modo a reduzir os recalques diferenciais. No caso das fundações se situarem em camadas não uniformes, deverá levar em consideração a possibilidade da ocorrência de recalques diferenciais.

3.5.3 - Fundações Profundas

3.5.3.1 - Generalidades

Nos casos em que seja inviável a utilização de fundações rasas, seja porque a camada resistente se situe muito abaixo da superfície, ou porque ocorram camadas subjacentes sujeitas a recalques incompatíveis com a estrutura ou, ainda haja dificuldades ou gastos excessivos na implantação de uma fundação direta, recorre-se a fundações profundas, em geral estacas, tubulões e caixões.

A opção entre um ou outro tipo dependerá, fundamentalmente, da análise técnica e do cotejo econômico de fatores ligados à resistência da fundação - traduzida pela capacidade de carga a níveis diferentes, tanto do solo como do elemento de fundação, pela natureza das solicitações aplicadas, em particular absorção de forças horizontais - e pela inviabilidade do processo executivo característico de cada tipo.

Nesse sentido, serão analisadas as condições de acesso ao local, necessidade de deslocamento de equipamentos e características do subsolo tais como problemas de alargamento de base dos tubulões, posição do lençol freático e profundidade da fundação.

3.5.3.2 - Fundações em Estacas

3.5.3.2.1 - Classificação

As estacas podem ser classificadas segundo diversos critérios, sendo mais comuns as classificações de acordo com sua execução, com o material de que são feitas, com o processo de sua fabricação e com a função que lhe é atribuída.

A - Classificação de Acordo com a Execução

a - Estacas Cravadas

- Por Percussão
- Por Vibração
- Por Prensagem

b - Estacas Perfuradas

- Estacas Brocas
- Estacas Tipo Strauss
- Estacas Escavadas

c - Outros Tipos

São tipos especiais de estacas que não são nem totalmente cravadas nem totalmente escavadas: são as estacas injetadas, conhecidas como micro-estacas, estacas-raiz e outras.

B - Classificação de Acordo com o Material

a - Estacas de Madeira

b - Estacas de Concreto

c - Estacas de Aço

C - Classificação de Acordo com o Processo de Construção

a - Estacas Pré-Moldadas de Concreto

b - Estacas Moldadas no Local

D - Classificação de Acordo com a Função

a - Estacas de Fundação

b - Estacas de CONTENÇÃO

c - Estacas de Defensas

3.5.3.2.2 - Estacas de Madeira

As estacas de madeira sofrem uma série de restrições que tornam a sua utilização desaconselhável em fundações de obra-de-arte especiais; podem, entretanto ser utilizadas para suporte de escoramentos e de pontes de serviço.

Em obras de duração muito longa ou em obras que tiveram sua execução interrompida, a integridade das estacas de madeira, como aliás de todo o escoramento, deve ser verificada periodicamente.

3.5.3.2.3 - Estacas de Concreto

As estacas de concreto podem ser pré-moldadas ou moldadas no local; as estacas pré-moldadas possuem boa capacidade de carga e podem ser empregadas em, praticamente, qualquer tipo de solo, acima ou abaixo do nível d'água subterrâneo: atravessam terrenos rijos ou compactos sem perigo de rompimento, mas não devem ser usadas em solos arenosos com pedras e pedregulhos, compactos e muito compactos.

Ao lado de grandes vantagens tais como diversificação de formas, grande variação na capacidade de carga e qualidade compatível com a durabilidade desejada, as estacas pré-moldadas apresentam, entretanto, algumas desvantagens; estas últimas podem ser resumidas nos reduzidos comprimentos dos elementos pré-moldados, limitados pelo peso e dificuldades de transporte e manuseio, pelos cuidados e técnicas necessárias nas emendas dos elementos e pelas vibrações e adensamentos provocados pela cravação.

As estacas pré-moldadas podem ser de três tipos de concreto: concreto vibrado, concreto centrifugado e concreto protendido. As estacas de concreto vibrado são as convencionais, e podem ser executadas no próprio canteiro da obra, têm o comprimento limitado a cerca de 12 metros e as emendas são de difícil execução; as estacas de concreto centrifugado são estacas produzidas industrialmente, fabricadas em módulos centrifugados ocos, com concreto de alta resistência e com detalhes testados de emendas; as estacas de concreto protendido possibilitam manuseio e transporte mais fáceis e têm capacidade de suportar cargas maiores com seções menores.

Para a cravação das estacas pré-moldadas deverá ser previsto equipamento adequado, compatibilizando a altura da torre de cravação com o comprimento previsto da estaca, e o peso do martelo com o peso da estaca e o tipo de solo.

As cargas admissíveis nas estacas pré-moldadas de concreto, dependem, como em outros tipos de estacas, não somente da capacidade resistente das próprias estacas como colunas mas também da forma como elas transmitem as cargas ao terreno; há, ainda, eventuais considerações de flambagem quando existirem comprimentos livres de estacas. Como valores indicativos, podem ser adotados os que resultam do produto da área da estaca por uma tensão média de 60 kgf/cm^2 .

Deve-se encarar com ressalvas e somente aceitar se plenamente comprovados por experiência em terrenos similares ou por provas de carga, os valores quase sempre exagerados apresentados em tabelas fornecidas por fabricantes de estacas.

A título de ilustração, será apresentada, a seguir, uma tabela de comprimentos e cargas usuais sobre estacas pré-moldadas de concreto.

Tipos de Estacas	Diâmetros e Dimensões Nominais (cm)	Comprimento do Segmento (m)	Carga de Trabalho (tf)
Pré-Moldadas de Concreto Armado	20	12	20
	25	14	30
	30	14	40
	40	12	70
Pré-Moldadas de Concreto Protendido	15/15	8	15
	18/18	12	20
	23/23	15	30
	28/28	11	40
Pré-Moldadas de Concreto Centrifugado	20	10	20
	25	14	30
	30	16	40
	35	16	55
	40	16	70
	50	16	110
	60	15	150
	70	15	200
		12	

As estacas de concreto moldadas no local são confeccionadas nas posições previstas nos projetos, enchendo-se as perfurações previamente executadas no terreno; as perfurações podem ser executadas por escavações ou por cravações de tubos de ponta fechada, devendo a integridade dessas perfurações ser garantida antes e durante o lançamento do concreto.

As perfurações podem ter suas paredes suportadas ou não e o suporte ser efetuado por revestimento, recuperável ou perdido, ou por lama tixotrópica; somente é admitida a perfuração não suportada em terrenos coesivos e acima do lençol de água, natural ou rebaixado.

As estacas moldadas no local, tanto as de camisa perdida como as de camisa recuperada, podem ou não apresentar alargamento de base, comunmente chamado de bulbo.

A recuperação das camisas metálicas, de revestimento, se faz à medida que, em seu interior, o concreto vai sendo lançado, e exige cuidados especiais para evitar descontinuidades no fuste. Esta operação só pode ser realizada quando a natureza do solo assim o permitir e com mão-de-obra especializada; caso contrário, o revestimento deverá permanecer definitivamente no solo, incorporado à estaca, que passará a ser tubada.

As estacas moldadas no local devem sempre ser considerada armadas em função das solicitações provocadas pela utilização da obra ou por razões de natureza executiva, considerando-se, no dimensionamento, as condições de concretagem das estacas.

Quando a estaca é executada com revestimento perdido, este pode ser considerado como cintamento ou como armadura longitudinal, descontada a perda de espessura por corrosão no trecho em que a estaca trabalha permanentemente enterrada.

No trecho livre que está dentro ou fora d'água o revestimento deve ser considerado perdido e substituído por uma armação adequada, caso nenhuma medida de proteção seja tomada.

A resistência do concreto, f_{ck} , neste caso, não deve ser maior que 18 MPa:

- quando a concretagem é a seco em estacas sem revestimento, para efeito de cálculo, f_{ck} é limitado a 14 MPa;
- quando a concretagem for submersa ou a seco com tubo tremonha ou caçamba, f_{ck} deve ser limitado a 16 MPa.

As cargas variam de 20 tf a 100 tf, apresentando grande vantagem sobre as estacas pré-moldadas, pois permitem a execução nos comprimentos necessários, sem perdas. Quando há necessidade de atravessar lentes de camadas mais resistentes existem recursos que permitem fazê-lo; em alguns casos, pode-se fazer alargamento da base, distribuindo melhor as tensões de ponta.

As estacas moldadas no local apresentam como desvantagem a dificuldade de controle da qualidade de concreto e a continuidade do fuste; a concretagem deve ser realizada com o máximo de cuidado a fim de evitar a interrupção da continuidade. A limpeza e o preparo das cabeças devem ser adequadamente feitos, eliminando-se, assim, o risco de ruptura ou rachamento das estacas abaixo do nível do bloco, possíveis de ocorrer durante essas operações.

Atualmente, já se empregam, em obras de grande porte, estacas de grande diâmetro, escavadas mecanicamente com ou sem auxílio de lama tixotrópica; as cargas variam de 400 tf a 1000 tf, dependendo do diâmetro.

Logo após a escavação e a limpeza do furo, deve-se armar e concretar imediata e continuamente, não devendo haver interrupção a fim de evitar juntas secas e

outros problemas correlatos, como desmoronamentos e relaxação das paredes da escavação.

É, sempre, conveniente deixar elementos para permitir a realização de ensaios de ultrassom, visando testar a integridade da estaca.

As estacas moldadas no local têm, via de regra, diâmetros variando de 20 a 60 cm, comprimentos de 12 a 25 m e cargas de trabalho variando de 30 a 170 tf.

As estacas escavadas de grande diâmetro têm, em geral, diâmetros variando de 50 a 150 cm, comprimentos de 15 a 60 m e cargas de trabalho variando de 110 tf a 970 tf.

3.5.3.2.4 - Estacas de Aço

As estacas de aço são excelentes elementos de fundação: são de fácil cravação, possuem grande capacidade de carga e apreciável rigidez à flexão.

Em virtude do pequeno deslocamento do solo que as estacas de aço provocam durante a cravação, além de se constituírem na melhor solução para atravessar camadas resistentes intermediárias, podem ser cravadas, praticamente sem risco, junto a fundações existentes.

Havendo ocorrência de solos muito adensáveis e sujeitos a ligeiras movimentações, as estacas de aço, pelas pequenas superfícies de exposição que oferecem a essas movimentações e pela grande rigidez à flexão, são a melhor solução de fundação.

A deterioração das estacas de aço é causada pela corrosão; a velocidade da corrosão varia grandemente com a textura e composição do solo, com a profundidade e com o teor de umidade. Em solos granulares, a velocidade da corrosão pode ser próxima da velocidade na atmosfera livre enquanto que, em argilas, a deficiência de oxigênio ocasiona condições próximas às da corrosão submersa; solos contaminados por depósitos de carvão, aterros de cinzas, rejeitos industriais, podem se tornar corrosivos.

Eventualmente, também bactérias, anaeróbicas e aeróbicas podem causar ou acelerar a corrosão.

As estacas de aço devem ser praticamente retilíneas e resistir à corrosão, pela própria natureza do aço ou por tratamento adequado. Em geral, quando inteiramente enterradas em terreno natural, independentemente da situação do lençol d'água, as estacas metálicas dispensam tratamento especial. Havendo, porém, trecho desenterrado ou imerso em aterro com materiais capazes de atacar o aço, é obrigatória a proteção desse trecho com um encamisamento de concreto ou outros recursos adequados tais como pintura, proteção catódica, etc..

O encamisamento de proteção das estacas deverá ser previsto desde o arrasamento da estaca até, pelo menos, um metro abaixo do nível mínimo do lençol freático; considerando-se, ainda, o risco de corrosão, deve ser prevista, no dimensionamento das estacas metálicas, a perda de espessura de 1/16", ou 1,5 mm, ao longo de todo o perímetro do perfil metálico.

As estacas de aço podem ser constituídas por perfis laminados ou soldados, simples ou múltiplos, tubos de chapa dobrada, tubos sem costura e trilhos; as emendas dos segmentos de estacas podem ser efetuadas por soldas de topo, talas soldadas ou aparafusadas e luvas.

As estacas compostas de trilhos não devem se constituir em primeira opção de utilização de estacas metálicas e, na hipótese de ser necessária a análise de um projeto com tal solução de fundação, deve ser considerado que:

- a - os trilhos oferecidos são, via de regra, peças usadas, em diferentes estágios de corrosão e, às vezes, não atendendo, até aos limites de consideração de estacas retilíneas, isto é, raio de curvatura maior que 400 metros.
- b - na mesma seção transversal, as características do aço não são uniformes em todo o perfil: o boleto, de aço endurecido, apresenta-se martelado, desgastado e fadigado; a solda de trilhos, se feita unindo patim com boleto, é inteiramente desaconselhável.

Por todas essas considerações, em obra-de-arte especiais, as estacas de trilhos, compostas de elementos unidos por solda de patim com boleto, não devem ser permitidas; além disso, em virtude da grande flexibilidade, em uma direção, de estacas de trilhos individuais ou de estacas duplas soldadas pelos patins, as únicas estacas de trilhos recomendáveis são as compostas por três trilhos soldados pelos patins.

As cargas admissíveis nas estacas metálicas, aliás, como em outros tipos de estacas, dependem não somente da capacidade resistente das próprias estacas como colunas mas também da forma como elas transmitem as cargas ao terreno: se por atrito lateral, se por resistência de ponta, se por ambos e em que proporção.

Tratando-se de peças em geral mais esbeltas que os outros tipos de estacas, em alguns casos há que se considerar os efeitos de segunda ordem provocados pelas forças verticais, fenômeno ainda mais conhecido como flambagem. O suporte lateral que pode ser mobilizado por, praticamente, qualquer solo, exceto os mais fluidos, tem sido considerado suficiente para evitar a flambagem das estacas. Não há perigo de flambagem onde o solo suporta parte da carga por atrito lateral; somente estacas atravessando água, lama ou argila mole e transmitindo cargas diretamente à rocha ou através de atrito lateral apenas nas extremidades inferiores, deve ser verificada à flambagem.

A bibliografia existente, vastamente confirmada pela experiência, recomenda limitar a carga de trabalho das estacas metálicas a um percentual, em torno de 60%, da carga de trabalho destas mesmas peças como colunas; esta redução na capacidade de carga permite desconsiderar pequenas avarias na cravação, limitada corrosão e ligeiras excentricidades. Na prática, adota-se a tensão de 80 MPa, 800 kgf/cm², para as estacas constituídas de perfis metálicos e 60 MPa, 600 kgf/cm², para as estacas constituídas de trilhos.

3.5.3.2.5 - Estacas Injetadas de Pequeno Diâmetro

As estacas injetadas de pequeno diâmetro, também conhecidas como estacas-raiz, microestacas, presso-ancoragens, são estacas escavadas de pequeno diâmetro, concretadas no local.

Em obras-de-arte especiais, este tipo de estacas é utilizado principalmente para reforço de fundações; fora do campo de obras-de-arte especiais, e onde os pequenos diâmetros não são contra-indicados, são também usadas para consolidação de taludes e em fundações normais ou de tipo especial, para terrenos particularmente difícil.

As principais características das estacas injetadas de pequeno diâmetro são a alta capacidade de carga, a possibilidade de execução em áreas restritas com perturbação mínima, a cravação em qualquer direção e o bom funcionamento para absorver tanto forças de tração como de compressão.

São, em resumo, elementos de fundação profunda, com alta capacidade de carga em relação ao seu diâmetro, trabalhando à tração e à compressão na mesma ordem de grandeza, recomendáveis para obras de difícil acesso e que exijam equipamentos leves.

Em virtude do Artigo 7.3.3.4.6 da NBR-6122/86, que considera válido o ensaio de tração para verificação da capacidade de carga à compressão, chega-se a valores, indicados em catálogos e artigos técnicos, aparentemente elevados e que só podem ser utilizados se comprovados experimentalmente. Assim, de um dos catálogos de presso-ancoragens, foram extraídos os seguintes valores:

Tubo SCH-40	Armadura	Carga de Trabalho
ϕ ext =114,30 mm; e = 6,02 mm	-----	200 kN (20 tf)
ϕ ext =114,30 mm; e = 6,02 mm	1 ϕ 32 mm CT-85/105	450 kN (45 tf)
ϕ ext =114,30 mm; e = 6,02 mm	1 ϕ 32 mm CT-85/105	700 kN (70 tf)

Estes valores, meramente indicativos, devem, sempre, ser confirmados através de provas de carga.

3.5.3.3 - Fundações em Tubulões e Caixões

3.5.3.3.1 - Generalidades

Na literatura estrangeira não há um termo que corresponda exatamente ao elemento de fundação que, no Brasil, se denomina tubulão; o termo genérico “caisson”, em inglês, ou “caisse”, em francês, tem, na engenharia civil, o significado de uma estrutura celular, circular ou retangular, que pode ser conduzida, a partir do nível do terreno ou do nível d’água, a uma profundidade desejada para atingir camadas resistentes do terreno.

A NBR-6122/86 diz que: “não existe uma distinção nítida entre o que se chama de tubulão e o caixão. Procurou-se, nesta Norma, seguir o atual consenso brasileiro.” São da mesma Norma as seguintes definições para tubulões e caixões:

- Tubulão é um elemento de fundação profunda, cilíndrico, em que, pelo menos na sua etapa final de escavação, há descida de operário. Pode ser feito a céu aberto ou sob ar comprimido, e ter ou não base alargada. Os tubulões podem ser executados sem revestimento ou com revestimento de aço ou de concreto; no caso de revestimento de aço, camisa de aço, a mesma pode ser perdida ou recuperada.
- Caixão é um elemento de fundação profunda, de forma prismática, concretado na superfície e instalado por escavação interna; o caixão concretado na superfície deve ser instalado, usando-se ou não o ar comprimido e pode ou não ter alargamento de base.

3.5.3.3.2 - Tubulões

Nos casos em que o nível d’água se situe abaixo da cota de assentamento da base, ou que, em caso contrário, seja possível rebaixá-lo, ou ainda, esgotar com facilidade a água contida na escavação, sem comprometer a estabilidade das paredes, o tubulão é executado a céu aberto, com escavação manual até a cota inferior da base. A concretagem dos tubulões a céu aberto é feita através de funil, cujo comprimento não deve ser inferior a cinco vezes o diâmetro.

Nos casos em que o esgotamento da água não seja possível, recorre-se à execução de tubulão com revestimento de concreto ou de aço, a ar comprimido ou, quando não haja necessidade de alargamento da base, à escavação mecânica e concretagem submersa com auxílio de lama tixotrópica.

Quando se tratar de tubulão revestido com camisa de concreto, esta é executada na superfície do terreno ou na própria escavação, por segmentos que são introduzidos à medida que a escavação interna prossegue.

No caso de se atingir o lençol freático, adapta-se o equipamento pneumático até se atingir a cota desejada, escavando-se posteriormente a base, se esta for necessária.

Deve-se escorar a camisa durante a operação de abertura de base a fim de evitar sua descida.

Nos casos em que se passe diretamente da água para a rocha, as camisas já podem ser executadas com a própria dimensão da base.

A camisa de aço é utilizada com a mesma finalidade que a do concreto, isto é, para manter aberto o furo e garantir a integridade do concreto ao longo do fuste do tubulão. Quando não considerada no dimensionamento, a camisa poderá ser recuperada durante o processo de concretagem ou posteriormente; caso contrário, deve-se considerar uma diminuição de 1/16" na espessura da chapa, devido a possíveis problemas de oxidação em solos normais. Nos casos de solos agressivos é aconselhável desprezar a resistência da camisa.

Em todos os casos o fuste do tubulão deve ser armado ao longo de todo o comprimento, inclusive na ligação com a base alargada, e as barras da armadura dispostas com espaçamento suficiente, mínimo de 30 cm, para permitir a concretagem da base; esta, por sua vez, de preferência, deve ser projetada em concreto simples, impondo-se valores tais às suas dimensões que as tensões de tração no concreto sejam inferiores às admissíveis.

Segundo a NBR-6122/86, a carga admissível de um tubulão isolado depende da sensibilidade da construção projetada aos recalques, especialmente aos recalques diferenciais, os quais, de ordinário, são os que prejudicam a estabilidade; a carga admissível pode ser determinada através de métodos teóricos, provas de carga e correlações.

Em obras-de-arte especiais, o diâmetro externo, mínimo, dos tubulões de concreto armado, não deve ser inferior a 1,20 m; o diâmetro interno, em geral é de 0,80 metros. Outros diâmetros externos são 1,40 e 1,60 metros; é conveniente manter o diâmetro interno em 0,80 m para que, com paredes mais espessas, o tubulão, mais pesado, desça mais facilmente.

Com a recomendação, da NBR-6122/86, de não se executarem alargamentos de base com altura maior que 2,00 m e sendo a inclinação desses alargamentos da

ordem de 1:2, escolhido o diâmetro do tubulão, estará, em consequência, fixado o limite máximo do diâmetro da base alargada.

3.5.3.3.3 - Caixões

Em casos especiais, notadamente em presença de cargas elevadas e de lâminas d'água de altura apreciável, para certos tipos de solo, a fundação empregada pode ser do tipo caixão.

Os caixões poderão ser executados a “céu aberto” ou a “ar comprimido”, devendo ser analisado o problema da flutuação do caixão até que o mesmo seja colocado sobre o terreno, bem como até que atinja a profundidade desejada.

A profundidade que os caixões devem alcançar depende, além das tensões aplicadas ao solo, também do problema da erosão.

3.6 - Apresentação de Anteprojetos

Todos os documentos necessários e suficientes para a perfeita definição da obra deverão ser apresentados, devendo incluir, no mínimo, os que, a seguir, se relacionam.

3.6.1 - Memória Justificativa

A solução adotada deverá ser convenientemente justificada, em função dos estudos preliminares e dos dados característicos do local.

3.6.2 - Memória de Cálculo

Serão apresentados os cálculos estruturais que definem as principais seções e elementos de relevância na estrutura, constando, obrigatoriamente, as verificações de resistência e a quantidade aproximada de armadura.

3.6.3 - Desenhos

Será exigido que os desenhos contenham, no mínimo, os dados relacionados nos itens seguintes.

3.6.3.1 - Elementos Topográficos

- a - Mapa de localização, mostrando a região de influência da obra.
- b - Planta e perfil da implantação da obra, mostrando a estrutura, os acessos, greides, estaqueamento, ocorrências superficiais como vias, rios, lagos, etc., com suas respectivas cotas e gabaritos.
- c - Local da obra, com curvas de nível que permitam a perfeita caracterização dos taludes de cortes, aterros, etc., espaçadas de um metro. Em casos especiais de taludes íngremes, para facilidade de representação, estas curvas poderão ser espaçadas de cinco metros, ou mesmo de dez metros, a critério da Fiscalização.
- d - Interseção das saias de aterro com o terreno natural.
- e - Seções transversais nos apoios, mostrando a implantação das fundações.

3.6.3.2 - Elementos Geotécnicos

Junto ao perfil longitudinal do terreno, deverão constar os dados das sondagens de reconhecimento, feitas para cada apoio, devendo-se traçar um perfil provável do subsolo, indicando taxa de resistência encontrada no cálculo, tipo e dimensões das fundações com as cargas máximas permitidas.

Em casos especiais, a Fiscalização do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem poderá permitir a apresentação dos anteprojetos com sondagens em menor número de pontos, permanecendo, neste caso, em suspenso a aprovação do anteprojeto de fundações. Neste caso, dar-se-á ao Departamento Nacional de Estradas de Rodagem o direito de vetar, sem qualquer ônus adicional, também o anteprojeto aprovado da estrutura se, após executadas as sondagens sob cada apoio, julgar seus resultados incompatíveis com a estrutura apresentada.

3.6.3.3 - Elementos Hidrológicos

Deverão ser apresentados os níveis de enchente máxima e normal, e a seção de vazão necessária, que consta da memória justificativa.

3.6.3.4 - Elementos Geométricos

Os desenhos deverão conter elementos geométricos que permitam a execução do projeto, tais como: declividades transversal e longitudinal, elementos de curvas verticais e horizontais, valor e posição de gabaritos mínimos da passagem superior ou inferior, coordenadas dos eixos dos pilares, etc..

3.6.3.5 - Drenagem Superficial

Deverá ser apresentado o esquema de drenagem pluvial do estrado e dos acessos.

3.6.3.6 - Desenhos da Estrutura

Deverão ser apresentados desenhos de fôrmas, com elevações, plantas, cortes longitudinais e transversais, detalhes estruturais, especialmente de encontros bem como tipos, posicionamento e dimensões dos aparelhos de apoio, detalhes arquitetônicos e locação da obra em planta e perfil, inclusive fundações. Em casos especiais, deverá ser apresentado o esquema construtivo adotado.

Além desses elementos, serão indicadas, no desenho principal, as especificações dos materiais, cargas móveis e eventuais sobrecargas adotadas, inclusive as decorrentes do processo executivo previsto.

3.7 - Aprovação do Anteprojeto

O DNER examinará as plantas, memoriais e documentos do Anteprojeto e, no prazo máximo de trinta dias, enviará, por escrito, a autorização para o desenvolvimento do Projeto Final ou as diretrizes para as revisões.

CAPÍTULO 4

4 - DESENVOLVIMENTO DO PROJETO

4.1 - Generalidades

A fase do desenvolvimento do projeto constará do detalhamento do anteprojeto e de sua apresentação constarão documentos técnicos mínimos que são:

- a - elementos básicos de projeto;
- b - memorial descritivo e justificativo;
- c - memorial de cálculo;
- d - desenhos;
- e - especificações.

A principal Norma Brasileira que disciplina o projeto de pontes de concreto armado é a NBR-7187/87, Projeto e Execução de Pontes de Concreto Armado e Protendido; as Normas estão em constante revisão e para que não se perca um texto conciso e objetivo, apesar de, às vezes repetitivo em relação a este Manual, será transcrito, a seguir, o Capítulo 3 da NBR-7187/87, Apresentação de Projetos.

“3 - Apresentação de Projetos

3.1 - Generalidades

Os documentos técnicos mínimos que constituem um projeto são: elementos básicos, memorial descritivo e justificativo, memorial de cálculo, desenhos e especificações.

3.2 - Elementos básicos do projeto

Os elementos básicos indispensáveis à elaboração do projeto devem ser de tal natureza que indiquem a finalidade da obra, permitam o lançamento do tipo estrutural adequado, a implantação segura das fundações e a correta avaliação das ações específicas locais na estrutura. Incluem projeto geométrico, elementos topográficos de faixa suficientemente ampla, elementos geológicos, geotécnicos e hidrológicos, gabaritos ou outras condicionantes. Devem ser consideradas, na

elaboração dos projetos, características regionais e disponibilidade de materiais e mão-de-obra.

3.3 - Memorial descritivo e justificativo

O memorial descritivo e justificativo deve conter a descrição da obra e dos processos construtivos propostos, bem como justificativa técnica, econômica e arquitetônica da estrutura adotada.

3.4 - Memorial de cálculo

Todos os cálculos necessários à determinação das solicitações e verificações dos estados limites devem ser apresentados em sequência lógica e com um desenvolvimento tal que facilmente possam ser entendidos, interpretados e verificados. Sempre que possível, devem ser iniciados com um esquema do sistema estrutural adotado, indicando dimensões, condições de apoio e ações consideradas. As hipóteses de cálculo e os métodos de verificação utilizados devem ser indicados com suficiente clareza, os símbolos não usuais devem ser bem definidos, as fórmulas aplicadas devem figurar antes da introdução dos valores numéricos e as referências bibliográficas devem ser precisas e completas. Se os cálculos da estrutura são efetuados com auxílio de computadores, devem ser fornecidas indicações detalhadas sobre:

- a - programa utilizado, indicando nome, origem, método de cálculo, hipóteses básicas, fórmulas, simplificações, referências bibliográficas, manual de utilização indicando o procedimento de entrada de dados e interpretações dos relatórios de saída;
- b - dados de entrada, modelo estrutural, descrição detalhada da estrutura acompanhada de esquema com dimensões, áreas, momentos de inércia, condições de apoio, características dos materiais, cargas ou outras ações e suas combinações;
- c - resultados, com notações, unidades e sinais, bem como sua análise acompanhada de diagramas de solicitações e deslocamentos. Os resultados do cálculo por computador, parte integrante do memorial de cálculo, devem ser ordenados, completos e conter todas as informações necessárias à sua clara interpretação. Além disso, devem permitir uma verificação global, independente e, se possível, conter resultados parciais da análise realizada.

3.5 - Desenhos

3.5.1 Os desenhos, em formato normalizado e escala adequada, devem conter todos os elementos necessários à execução da obra e estar condizentes com os cálculos.

Os desenhos de fôrmas devem conter, além das dimensões de todos os elementos estruturais componentes, as cotas necessárias à definição geométrica da obra, as contra-flechas, sua classe no que se refere às cargas móveis, a qualidade do concreto, as taxas de trabalho do terreno de fundação ou as cargas nas estacas, as aberturas provisórias para as fases construtivas e retirada de fôrmas, e as definitivas, para inspeção rotineira e permanente. Os desenhos de armação devem indicar tipo de aço, quantidade, bitola, forma, posição e espaçamento das barras ou cabos, tipos de emendas ou ganchos, raios mínimos de dobramento, cobrimentos, bem como prever espaços para lançamento do concreto e utilização de vibradores.

3.5.2 Os desenhos de execução devem indicar a sistemática construtiva prevista, planos de concretagem, juntas obrigatórias e optativas, planos e tabelas de protensão, podendo os dois últimos ser apresentados sob forma de especificação, conforme previsto em 3.6. Quando a natureza da obra assim o exigir, devem ser apresentados desenhos de escoramentos, convenientemente dimensionados de acordo com o plano de concretagem proposto, indicando sequência de execução e descimbramento, bem como as deformações previstas.

3.6 Especificações

Todas as informações necessárias à execução da obra, que não foram previstas nos itens anteriores, devem ser fornecidas sob a forma de especificações.”

4.2 - Diretrizes Gerais

Os itens seguintes englobam os princípios gerais do desenvolvimento do projeto estrutural e são aplicáveis à superestrutura, à mesoestrutura e à infra-estrutura.

O Capítulo 4 da NBR-7187/87, Princípios Gerais, será parcialmente transcrito e complementado, quando julgado necessário.

4.2.1 - Objetivo do Projeto

As estruturas das pontes de concreto armado e protendido devem ser projetadas e calculadas de modo a atender, para todas as combinações de ações suscetíveis de intervir durante a sua construção e utilização, a todos os estados limites últimos e de utilização exigíveis, bem como às condições de durabilidade requeridas.

4.2.2 - Estados Limites

Aplicam-se as definições constantes da NBR 8681/84. Deve ser verificada a segurança com relação aos seguintes estados limites:

a - estados limites últimos,

- estado limite de perda de equilíbrio;
- estado limite de ruptura ou deformação plástica excessiva;
- estado limite de ruptura por deficiência de aderência ou de ancoragem;
- estado limite de flambagem;
- estado limite de resistência à fadiga.

b - estados limites de utilização,

- estado limite de descompressão, conforme definido na NBR 7197/89;
- estado limite de formação de fissuras, conforme definido na NBR 7197/89;
- estado limite de abertura de fissuras, conforme definido na NBR 7197/89 ou, quando for o caso, na NBR 6118/80;
- estado limite de compressão excessiva, conforme definido na NBR 7197/89;
- estado limite de deformação, conforme definido na NBR 7197/89 ou, quando for o caso, na NBR 6118/80.

4.2.3 - Segurança

Veja-se NBR-7187/87.

4.2.4 - Notações

Veja-se NBR-7187/87.

4.2.5 - Unidades

Veja-se NBR-7187/87.

4.2.6 - Ações a Considerar

Veja-se NBR-7187/87.

4.2.7 - Resistência dos Materiais

Veja-se NBR-7187/87.

4.2.8 - Determinação das Solicitações e Deslocamentos

Veja-se NBR-7187/87.

4.2.9 - Verificação de Segurança

Veja-se NBR-7187/87.

4.2.10 - Análise Estrutural

Veja-se NBR-7187/87.

4.2.11 - Disposições Construtivas

Veja-se NBR-7187/87.

4.3 - Diretrizes Complementares

4.3.1 - Cargas Móveis

Salvo determinação expressa do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, as obra-de-arte especiais deverão ser calculadas para as cargas da Classe 45.

4.3.2 - Placas de Transição

As placas de transição, apoiadas em uma das extremidades em dentes das cortinas e sobre solo compactado em toda sua extensão, mínima de 4,0 metros, devem ser consideradas, no cálculo das estruturas de que fazem parte, como carga acidental, tanto para carga permanente como para carga móvel.

4.3.3 - Aparelhos de Apoio

A distância mínima entre faces de aparelhos de apoio e faces de pilares ou de vigas não deve ser inferior a 10 cm; as armaduras de cantos, de pilares e vigas, devem ser detalhadas de maneira a garantir a integridade do concreto.

A utilização de aparelhos de apoio implica, obrigatoriamente, no projeto de estruturas que, através de nichos, rebaixos ou outros dispositivos, permita a sua troca com relativa facilidade.

Nas estruturas com vigas pré-moldadas que utilizam placas de ancoragem, o apoio em placas de neoprene far-se-á, ou inteiramente na placa de ancoragem ou inteiramente na viga pré-moldada, mas nunca parcialmente e simultaneamente nestes dois elementos estruturais.

4.3.4 - Protensão

4.3.4.1 - Tipo de Protensão

Através dos tempos, o concreto protendido tem sofrido diversos modismos não isentos de interesses comerciais; ora se faz apologia de cabos internos, aderentes e bem injetados com calda de cimento, ora se preconiza a utilização de cabos não aderentes, externos ou internos, envolvidos em ceras ou graxas.

Salvo autorização expressa do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, as obras-de-arte especiais em concreto protendido serão projetadas com cabos internos e aderentes; cabos externos ou internos, não aderentes, somente poderão ser utilizados em fases transitórias de execução ou em obras de reforço.

4.3.4.2 - Aplicação e Medida da Força de Protensão

A Projetista deverá indicar, nos desenhos relativos a detalhes de protensão, os seguintes elementos, mínimos:

- força a ser aplicada na extremidade do macaco de protensão;
- tipo de bainha e coeficientes de atrito previstos em trechos retos e curvos;
- sequência de protensão dos cabos;
- tabela de alongamentos previstos, de acordo com o diagrama tensão/deformação do aço utilizado;
- idade e resistência mínima do concreto previstas para a operação de protensão.

4.3.5 - Infra-estrutura

4.3.5.1 - Complementação de Elementos de Campo

Com a complementação das sondagens, executadas, obrigatoriamente, sob cada pilar, será reavaliada a solução de fundações proposta no anteprojeto

4.3.5.2 - Ações e Solicitações

Serão considerados, agindo sobre a infra-estrutura, todos os esforços provenientes da mesoestrutura, dos aterros de acesso, dos cursos d'água e do próprio terreno atravessado pela fundação.

Os efeitos de segunda ordem, considerados para a mesoestrutura, deverão ser levados em conta no cálculo e dimensionamento dos elementos de fundação.

Os esforços solicitantes serão obtidos para a combinação mais desfavorável das ações.

Quando os efeitos da aplicação das ações diretamente na infra-estrutura originarem esforços importantes sobre as meso e superestruturas, esses efeitos deverão ser considerados.

4.3.5.3 - Confinamento do Solo

O cálculo dos esforços solicitantes e das deformações de estacas e tubulões submetidos a esforços horizontais deverá considerar o confinamento provocado pelo solo desde que:

- os valores dos coeficientes de recalque horizontal sejam estabelecidos criteriosamente, em função das características do terreno;
- o índice de penetração seja maior que 1.

O confinamento não poderá ser considerado em comprimento inferior a 1,5 vezes o diâmetro do tubulão ou estaca, ou 1,5 metros, contados a partir da face inferior do bloco ou da superfície do terreno natural, nos casos em que o processo executivo da fundação prejudique o confinamento, como, por exemplo, no tubulão a ar comprimido.

A menos de situações especiais e convenientemente justificadas, não se considerará o efeito do confinamento sobre o bloco de coroamento das estacas.

O vínculo a ser admitido na extremidade enterrada será:

- livre, nos casos onde a base da fundação esteja assente no solo;
- articulação, nos casos onde a base esteja assente em rocha;
- engastamento, nos casos onde a base esteja implantada na rocha a uma profundidade maior ou igual a 1,5 vezes o diâmetro do fuste do tubulão ou estaca, desde que devidamente comprovada a resistência da rocha aos esforços laterais provenientes da flexão no engastamento.

Em todos os casos, deverá ser verificada a deformação admissível e a segurança contra a ruptura do terreno.

4.3.5.4 - Empuxo de Aterro Sobre Solos Moles

No caso de fundações profundas, estacas ou tubulões, deverá ser analisada a possibilidade da ocorrência de solicitações horizontais nos elementos de fundação, em virtude de carregamentos não uniformes na superfície do terreno.

O valor do empuxo E, bem como a forma do diagrama de pressões, poderá ser determinado por qualquer teoria comprovada, em função da espessura do solo mole, características da resistência do solo mole, altura da camada de cobrimento e outros fatores intervenientes.

A análise dos esforços horizontais induzidos nos elementos de fundação, (ver Figura 120), não é necessária quando o cálculo da estabilidade do maciço, através da pesquisa detalhada de diversas superfícies de ruptura de acordo com os métodos consagrados na Mecânica dos Solos, indicar fatores de segurança acima de 1,80.

4.3.5.5 - Solicitações Devidas a Rastejos

Neste caso, a solicitação horizontal proveniente da instabilidade do maciço pode ser determinada através da análise da estabilidade do talude, com os parâmetros de resistência definidos por estudos geotécnicos complementares.

Todavia, a menos que a solicitação por efeito do escorregamento seja de pequeno valor e segurança previsível, quando então se poderá dispor de obras típicas de contenção, como muros, cortinas atirantadas, etc., o projeto será conduzido no sentido de proteger as fundações através de dispositivos envolventes, como indica, por exemplo, a Figura 121.

A distância entre a camisa de proteção e o tubulão ou estacas, obrigatoriamente de grande diâmetro, será dimensionada levando-se em conta o deslocamento do terreno que poderá ocorrer num período mínimo de 50 anos.

4.3.5.6 - Estabilidade dos Aterros de Acesso

Deverá ser apresentada memória de cálculo justificativa, com análise em termos de tensões totais e/ou efetivas, conforme a necessidade. Os parâmetros de resistência deverão ser definidos em função do solo de empréstimo, devendo os mesmos serem justificados em função de ensaios geotécnicos disponíveis ou correlações com solos análogos.

A análise da estabilidade, a ser realizada por método adequado, deverá determinar a inclinação aconselhável com um fator de segurança, mínimo, de 1,50.

4.3.5.7 - Instabilidade de Encostas Vizinhas

No caso do mapeamento geológico detalhado e dos estudos geotécnicos indicarem a ocorrência de instabilidade em encostas vizinhas que possam acarretar danos para o aterro ou viaduto, ou ainda, que a própria execução dos aterros possa a vir provocar tal instabilidade, deverá ser realizada uma análise para estabilização e contenção das encostas.

Tal análise poderá ser efetuada por qualquer dos métodos usuais em Mecânica dos Solos, desde que justificados adequadamente.

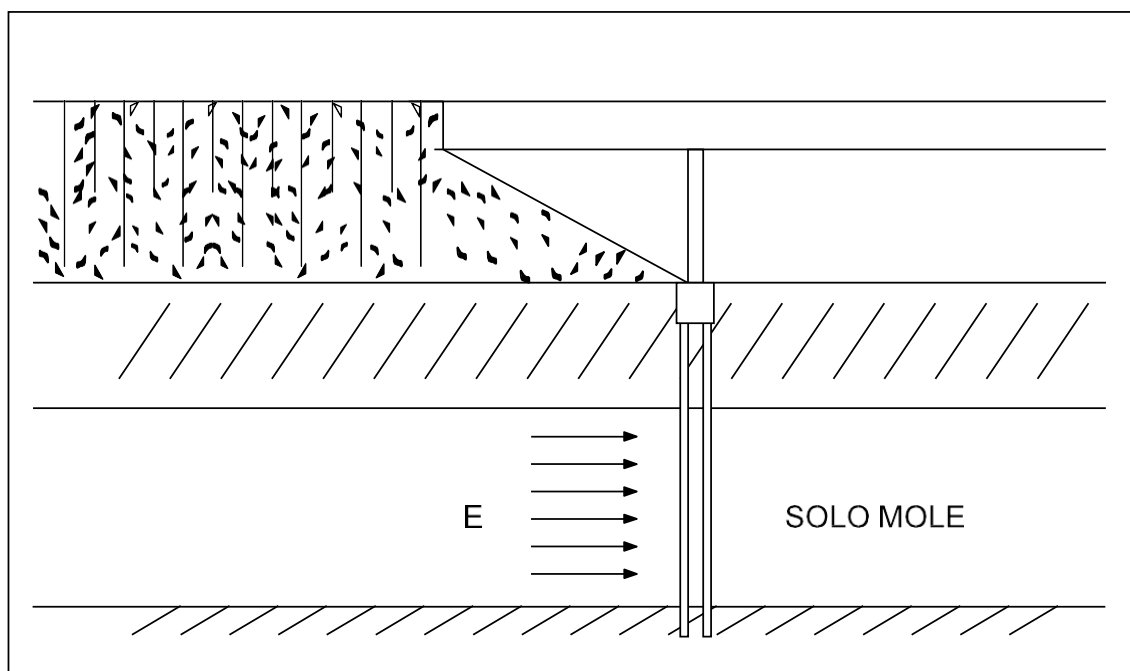


Figura 120

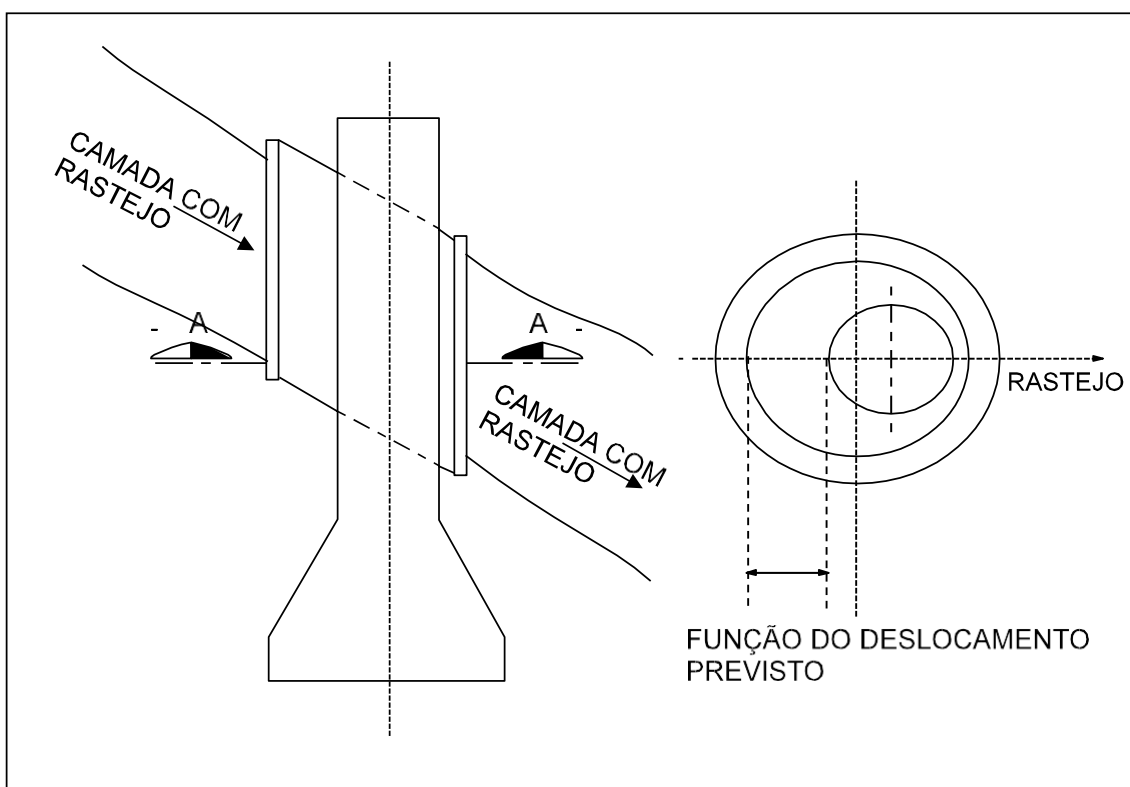


Figura 121

Por ocasião da execução do projeto definitivo, deverá ser apresentado um estudo econômico e técnico da solução empregada, bem como plantas e cortes e memorial descritivo e justificativo.

Recomenda-se que as encostas com possibilidade de ocorrência de escorregamentos ou queda de blocos apresentem um fator de segurança, mínimo, de 1,30.

4.3.5.8 - Rebaixamento do Lençol

No caso de possibilidade de ocorrência de rebaixamento rápido do lençol freático, por exemplo, aterros em bacias inundáveis por barragens, será necessária a apresentação de uma memória de cálculo justificativa da segurança do aterro ao rebaixamento rápido.

O fator de segurança adotado deverá ser justificado, dependendo o mesmo da altura do rebaixamento, tempo de rebaixamento, probabilidade de ocorrência, condições de drenagem do maciço de terra e prejuízos causados pela ruptura da estrutura em estudo.

4.3.5.9 - Aterros em Zonas Alagáveis

Deverá ser realizada uma análise do uso de enrocamentos, de proteção dos taludes e bases, contra erosões e também como paliativo para proteção de rebaixamento rápido do lençol freático.

4.3.5.10 - Recalques

Além dos aspectos estruturais já indicados, os recalques deverão ser analisados no trecho de transição rodovia-estrutura, no que se refere à durabilidade da pavimentação; quando os estudos indicarem a possibilidade de a mesma ser afetada, a Projetista poderá ou não optar pela realização de obras que acelerem os recalques antes da execução da pavimentação, como, por exemplo, drenos verticais, pré-carga, etc..

Deverá ser apresentada uma memória justificativa, e no caso de necessidade de obras paralelas, as mesmas deverão ser detalhadas na fase de projeto executivo.

4.3.5.11 - Acompanhamento da Interação Solo-Estrutura

Casos especiais poderão surgir indicando a necessidade de acompanhamento do comportamento do terreno ao longo da vida da estrutura. Quando isso ocorrer, a Projetista deverá especificar os critérios de acompanhamento e a instrumentação necessária.

4.4 - Apresentação do Projeto

4.4.1 - Memoriais de Cálculo

Os memoriais de cálculo, devidamente itemizados, deverão apresentar, no mínimo, os seguintes itens:

- descrição da estrutura;
- hipóteses gerais de cálculo;
- cálculos dos esforços solicitantes, devidos às cargas permanentes, móveis, acidentais e outras, para cada elemento estrutural;
- dimensionamento e verificação da resistência de todos os elementos estruturais;
- croquis de detalhamento;
- bibliografia.

Os cálculos deverão seguir uma ordem adequada, de forma a completarem, numa sequência ininterrupta, o estudo de cada elemento estrutural, desde a aplicação das ações até o dimensionamento ou verificação final, de modo a permitir ao revisor do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem seguir os procedimentos analíticos do projeto.

Quando os cálculos forem executados por computador, a Projetista deverá fornecer o Manual do Programa utilizado e, às suas expensas, apresentar exemplo de estrutura semelhante, com resultados manuais conhecidos, contendo especificações técnicas particulares para execução da estrutura ou ensaios de materiais.

4.4.2 - Especificações Técnicas

A Projetista deverá apresentar caderno anexo ao memorial de cálculo, contendo as especificações técnicas para execução da estrutura ou ensaios de materiais, sempre que o Departamento Nacional de Estradas de Rodagem solicitar.

4.4.3 - Desenhos

Os desenhos do Projeto Executivo consistirão, basicamente, de:

- plantas gerais;
- plantas de fôrmas e detalhes;
- sumário de boletins de sondagem;
- plantas de armação;
- planos de concretagem;
- detalhes de drenagem;
- plantas de iluminação;
- detalhes de sinalização;
- esquemas do processo executivo.

As plantas gerais terão a característica de plantas de conjunto da obra, com o objetivo da visualização global da mesma, seus acessos e interferências, possibilitando a rápida localização dos subconjuntos estruturais que serão particularizados posteriormente. Deverão conter as coordenadas dos apoios, elementos geométricos da via e seus acessos, locação de sondagens, interferências, gabaritos horizontais e verticais, elementos topográficos e hidrológicos, e todas as informações necessárias para caracterizar a obra como um conjunto, apresentadas em planta e elevação.

Utilizar-se-á tantas folhas quantas forem necessárias, em escala adequada, contendo, cada uma, planta correspondente à elevação do trecho nela inserido. As folhas deverão apresentar referências de articulação, características dos materiais empregados e indicação dos números dos desenhos de fôrmas de cada trecho da estrutura.

No caso de obras de pequena extensão, pode-se prescindir das plantas gerais quando os elementos que as caracterizam possam constar das plantas de fôrma.

As plantas de fôrmas serão consideradas de dois tipos, apresentadas separadamente:

a - Fôrmas da Infra-estrutura

Deverão constar das fôrmas da infra-estrutura, elevações, plantas e cortes, em escalas convenientes, que possam apresentar todos os detalhes e dimensões necessários à sua construção. A referência far-se-á, sempre, de acordo com a planta

de apresentação geral, e todas as peças constantes desse desenho deverão ser designadas de forma a permitir a sua perfeita identificação posterior, em desenhos de armação, detalhes etc..

Deverão constar as seguintes informações:

- coordenadas de acordo com o sistema indicado na planta geral;
- numeração de estacas ou tubulões para permitir a sua fácil identificação em eventuais consultas;
- locação e detalhes de aparelhos de apoio. No caso de obras longas, pode ser elaborada uma planta geral com locação e dimensões de todos os aparelhos de apoio da obra;
- cotas de apoio da superestrutura;
- cotas de assentamento das fundações;
- características de resistência dos materiais empregados;
- quantitativos de concreto, fôrmas e escavações;
- demais elementos necessários para permitir a construção, conforme o projeto estrutural.

Os sumários dos boletins de sondagem deverão ser elaborados em uma ou várias folhas, mostrando o perfil geológico, as distâncias entre sondagens e as distâncias dessas aos apoios quando for o caso; nesse perfil serão então mostradas, esquematicamente as fundações com as cotas de apoio adotadas. A escala poderá ser deformada para melhor apresentação do desenho.

b - Plantas da Superestrutura

Constarão de plantas e cortes longitudinal e transversal. O corte longitudinal deverá mostrar as cotas de greide, no máximo a cada 3,00 m ou a cada décimo de vão, quando a obra tiver curvatura vertical (PCV, PTV, PIV), as dimensões dos elementos estruturais, distâncias longitudinais, indicação de detalhes, indicação da posição dos cortes transversais etc..

Devem constar das plantas todos os elementos estruturais com suas dimensões, e com todas as medidas que sejam necessárias à execução de obras curvas.

Deverão ser indicados cortes, detalhes, eixo de estaqueamento etc., e numeração dos elementos para identificação em plantas de detalhes e de armação.

Constarão, ainda, as notas necessárias e características dos materiais empregados, quantitativos de concreto e fôrmas.

As plantas de armação deverão ser elaboradas de forma a bem caracterizar os detalhes da armadura, evitando concentração excessiva que possa prejudicar a concretagem.

De forma particular, será dada atenção especial a regiões de emendas de armadura e disposição transversal das barras, indicando-se claramente em cortes transversais as distâncias entre elas. Em obras protendidas, as posições dos cabos ao longo da altura do elemento estrutural deverão ser indicadas em intervalos máximos de dois metros, e as armações adicionais destinadas a suportá-los deverão constar dos desenhos.

Em cada folha de armação deverão constar tabela e resumo das armaduras nela detalhadas, da forma usual.

Em casos especiais, e por solicitação específica do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, deverão ser apresentadas plantas de esquemas e detalhes relativos ao processo executivo previsto.

4.5 - Análise e Aprovação do Projeto

O conjunto de documentos referentes ao projeto será encaminhado ao Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, para análise e aprovação pelo setor competente. A Projetista deverá indicar um engenheiro responsável pelo projeto para participar das reuniões destinadas a dirimir dúvidas ou pendências, fornecer os esclarecimentos e proceder às revisões que se tornarem necessárias.

Para essa primeira fase de aprovação, a Projetista deverá enviar ao Departamento Nacional de Estradas de Rodagem duas cópias heliográficas, vermelhas, de cada desenho e duas cópias de cada memorial.

Após a aprovação definitiva do projeto, os documentos originais deverão ser entregues ao DNER.

CAPÍTULO 5

5 - PROJETO E DESEMPENHO DE OBRAS-DE-ARTE ESPECIAIS

5.1 - Generalidades

Ao longo de sua existência o Departamento Nacional de Estradas de Rodagem acumulou uma vasta experiência nas diversas atividades do setor rodoviário; no que se refere a obras-de-arte especiais, o conhecimento adquirido abrange os campos de projeto, construção, manutenção e comportamentos, estrutural e em serviço.

Neste período, também evoluíram os conhecimentos teóricos, as normas técnicas, as disposições e especificações construtivas bem como os equipamentos e os processos construtivos.

Faz parte da cultura brasileira não dar ampla divulgação técnica a insucessos, ficando o pleno conhecimento dos erros cometidos limitado a um pequeno e seleto número de profissionais.

Deve-se entender por insucessos não apenas os casos esporádicos de ruína total mas também as ocorrências de estruturas deformadas, ou com vibração excessiva, ou precocemente envelhecidas ou com quadro fissuratório anormal, entre outras.

No livro *Construction Failure*, de Jacob Feld, consta uma transcrição parcial do Programa de Manutenção de Estruturas da Administração do Porto de New York que, embora antigo, será aqui reproduzido em tradução livre; os conceitos ali emitidos definem bem os objetivos deste Capítulo.

“Um enfoque realista de proteção contra colapsos, seja ele total ou de deterioração da integridade estrutural, é o programa de manutenção de estruturas da Administração do Porto de New York. Basicamente, é similar ao programa de inspeções obrigatórias dos equipamentos de aviação.

Os princípios básicos do programa, listados a seguir, são:

- 1 - Difícilmente encontrar-se-á uma estrutura com defeitos que não pudessem ter sido evitados com melhor detalhamento e com construção mais cuidadosa; em geral, estes defeitos não são graves mas eles existem e, inevitavelmente, reduzem a vida útil da estrutura.
- 2 - Os mesmos problemas e deficiências se repetem em estruturas semelhantes; esta repetição parece ser consequência de uso de detalhes e/ou práticas inadequadas, no projeto e na construção. Este fato indica que os engenheiros projetistas, em geral, não têm conhecimento de que tais detalhes e práticas são, comprovadamente, insatisfatórios.

- 3 - Os defeitos raramente são detectados antes que se tornem tão sérios, que os reparos tenham que ser feitos com urgência; o resultado, na melhor das hipóteses, é que o planejamento e os orçamentos de manutenção ficam prejudicados e, na pior das hipóteses, a estrutura é colocada em desuso enquanto os reparos são executados”.

Embora a probabilidade de repetição de acidentes, de comportamentos estruturais deficientes, de utilização de detalhes, que não protegem convenientemente as estruturas seja hoje bem menor, não só pelos conhecimentos já adquiridos mas também pela existência de Normas e Especificações mais completas e de detalhes padronizados, é válido tentar resumir algumas precauções que devem ser tomadas e algumas restrições que devem ser observadas no projeto de obras-de-arte especiais.

No decorrer deste Capítulo, contrariando um pouco a cultura técnica brasileira, o texto fará, sempre que possível, citando exemplos reais, referências a alguns insucessos ocorridos em obras-de-arte especiais do DNER.

5.2 - Desempenho de Soluções Estruturais

5.2.1 - Estruturas com Extremos em Balanço e Estruturas com Apoios Extremos

As estruturas com extremos em balanço são tradicionais em obras-de-arte especiais no Brasil; através de uma escolha adequada da relação de comprimentos de extremos em balanço e vãos adjacentes, consegue-se um equilíbrio satisfatório de solicitações, com repercussão imediata na leveza e economicidade da estrutura.

Além disso, em obras curtas, reduzem-se vãos ou comprimentos de vãos e, em todas as obras, eliminam-se os encontros.

Todas as vantagens são conseguidas, porém, às custas de uma deficiente transição rodovia-obra-de-arte: além dos pequenos movimentos descendentes ou ascendentes das extremidades dos balanços, há o natural adensamento dos aterros de acesso, em geral mal compactados; esta transição deficiente é, ainda, agravada pela sequência de construção geralmente adotada, obras-de-arte em primeiro lugar e aterros de acesso somente após a conclusão da obra, o que torna a compactação ainda mais difícil.

As estruturas com apoios extremos e com alturas razoáveis de aterro de acesso ou se apoiam em encontros leves ou em encontros de grande porte; no caso de encontros leves, os aterros de acesso são executados antes da obras-de-arte, as fundações destes encontros são profundas e tanto obras-de-arte como encontros dependem da estabilidade dos aterros.

No caso de encontros de grande porte, os aterros de acesso são de execução posterior e tanto encontros como obras-de-arte não dependem da estabilidade dos aterros.

Não há como condenar, radicalmente, as estruturas com extremos em balanço; deve-se, entretanto, minorar as deficiências da transição rodovia-obras-de-arte, adotando-se as seguintes diretrizes:

- a - limitando-se as alturas dos aterros de acesso a cerca de oito metros ou, menores ainda, compatíveis com a capacidade suporte do terreno;
- b - executando-se os aterros de acesso, convenientemente compactados, antes das obras-de-arte especiais;
- c - estabelecendo-se limites máximos para as amplitudes das deformações das extremidades em balanço, máximo de 2 cm, e para seus comprimentos, máximo de 7,5 m;
- d - utilizando-se, obrigatoriamente, placas de transição de comprimento mínimo igual a 4,0 m.

Como orientação geral, poder-se-ia recomendar que as obras-de-arte com extremos em balanço ficassem restritas a obras curtas, onde sua economicidade é indiscutível, e a rodovias menos importantes; a utilização desse tipo de obra ficaria, entretanto, condicionada à obediência das diretrizes já citadas, que minoram as deficiências da transição rodovia-obras-de-arte.

Em favor de obras-de-arte com extremos em balanço, diga-se que sua independência dos aterros de acesso evitou a ruína de muitas obras de seção de vazão insuficiente e que tiveram seus aterros de acesso levados por fortes correntezas ou inundações.

Dois exemplos reais e incomuns de obras com extremos em balanço, cujo comportamento em serviço, causava perigo e grande desconforto ao usuário, são citados a seguir.

a - Ponte Sobre o Rio Tubarão, BR-101/SC

A obra foi projetada com dois extremos em balanço completamente atípicos: 56,0 m e 27,0 m.

O comportamento do extremo em balanço de 56,0 m tornou-se tão insuportável e incompatível com o tráfego e a importância da rodovia que foi considerada necessária a redução do comprimento deste balanço com a construção de um novo apoio; após a execução de um reforço interno na estrutura celular em balanço, foi construído o apoio adicional que reduzia o comprimento do balanço para 15,0 m; em condições extremas e desfavoráveis de combinação de efeitos de temperatura e carga móvel, a amplitude dos deslocamentos nas extremidades do balanço somente não ultrapassava 12 cm, porque a estrutura se apoiava no aterro.

Uma representação parcial da estrutura está esquematizada na Figura 122.

b - Ponte Sobre a Adutora da CEDAE, BR-116/RJ

Tratava-se de uma obra com estrado de esconsidade da ordem de 45°, em duas vigas principais de concreto protendido; visando facilidades construtivas, os pilares e os trechos centrais do estrado não acompanhavam a esconsidade; esta foi toda jogada para o extremo em balanço, ficando as vigas principais com comprimentos e rijeiras muito diferentes.

Além do grande desconforto ao usuário, solicitações não previstas no dimensionamento da estrutura, também deficiente em muitos outros aspectos, provocaram danos irreparáveis na obra, que foi demolida e substituída.

Uma representação parcial da estrutura está esquematizada na Figura 123.

5.2.2 - Estruturas Muito Esbeltas

Sem descurar da conveniência de se projetar estruturas leves, estéticas e elegantes, deve-se atentar, primeiramente, que as obras-de-arte devem ser robustas bastante para que ofereçam conforto ao usuário e para que possam ser utilizadas durante toda sua vida útil, sem cuidados excepcionais de manutenção e sem necessidade obrigatória de obras de recuperação ou reforço.

A estrutura pode acusar uma esbeltez indesejada na mesoestrutura ou na superestrutura, no todo ou em parte.

A Ponte Rio-Niterói oferece dois exemplos marcantes de esbeltez parcial na superestrutura: a espessura da chapa metálica superior, em grande parte do trecho metálico, e os balanços laterais das lajes, em concreto armado protendido, com 4,0 m de comprimento. No primeiro caso, a espessura da chapa metálica, de apenas 3/8" em lugar do mínimo hoje recomendado, de 1/2", é a maior responsável pelas dificuldades de estabilização da pavimentação e, no caso das lajes em balanço, sua excessiva esbeltez é responsável por uma fissura longitudinal, contínua, na pavimentação.

O Viaduto Inhapim, BR-116/MG, foi um caso típico de esbeltez conjunta de mesoestrutura e superestrutura; a mesoestrutura era constituída de conjuntos de

torres, altas, compostas de quatro pilares de dimensões modestas e pouco contraventados, e a superestrutura de duplos balanços, esbeltos e rotulados nas extremidades. A vibração da obra e o desconforto ao usuário foram de tal ordem que provocaram sua interdição, demolição e substituição por obra nova.

Uma representação parcial da estrutura está esquematizada na Figura 124.

O CEB-FIP Model Code 1990, em capítulo especial, lembra que as vibrações em estruturas podem afetar sua utilização, pelo desconforto que causam aos usuários; mais ainda, as vibrações, que em obras-de-arte são causadas por movimentos rítmicos de pessoas, pelo vento e pelo tráfego, podem colocar a estrutura em risco e devem ser incluídas nas verificações dos estados limites últimos de utilização.

Para assegurar um comportamento satisfatório de uma estrutura sujeita a vibrações, a frequência natural de vibração da estrutura principal deve ser mantida suficientemente distante de valores críticos, que dependem da finalidade da estrutura; o CEB-FIP recomenda que frequências naturais entre 1,6 e 2,4 Hz e entre 3,5 e 4,5 Hz devem ser evitadas em estruturas para pedestres e ciclistas, e lembra que pessoas que correm podem também causar vibrações em estruturas com frequências naturais entre 2,4 e 3,5 Hz.

5.2.3 - Superestruturas com Articulação Central

Nas primeiras obras construídas em avanços progressivos, a ligação de cada dois balanços do mesmo vão processava-se, invariavelmente, através de uma rótula central; eventualmente, um pequeno trecho isostático promovia esta ligação.

A experiência demonstrou que nenhuma das duas soluções é satisfatória ou aceitável.

No caso de rótula central, as deformações nos extremos dos balanços são muito grandes, de difícil e demorada estabilização, as rótulas se degradam rapidamente, o desconforto ao usuário é, também, grande e o aspecto estético é desagradável.

No caso de trechos isostáticos de ligação, curtos e de pouco peso, a obra funciona como uma verdadeira gangorra, levantando e baixando as extremidades do trecho de ligação.

As rótulas centrais não mais devem ser projetadas ou aceitas; a ligação de dois balanços ou se fará através de uma continuidade ou, não sendo possível, caso de uma grande repetição de vãos, através de trechos isostáticos longos e pesados.

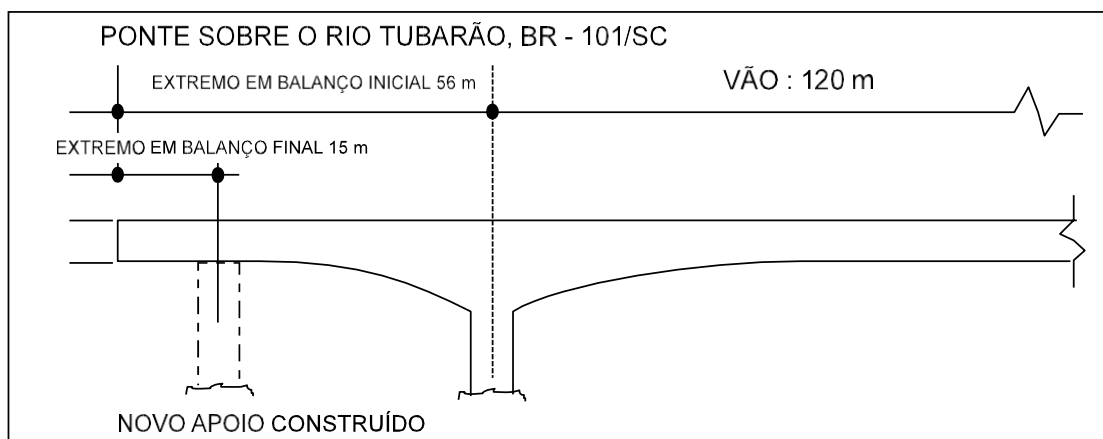


Figura 122

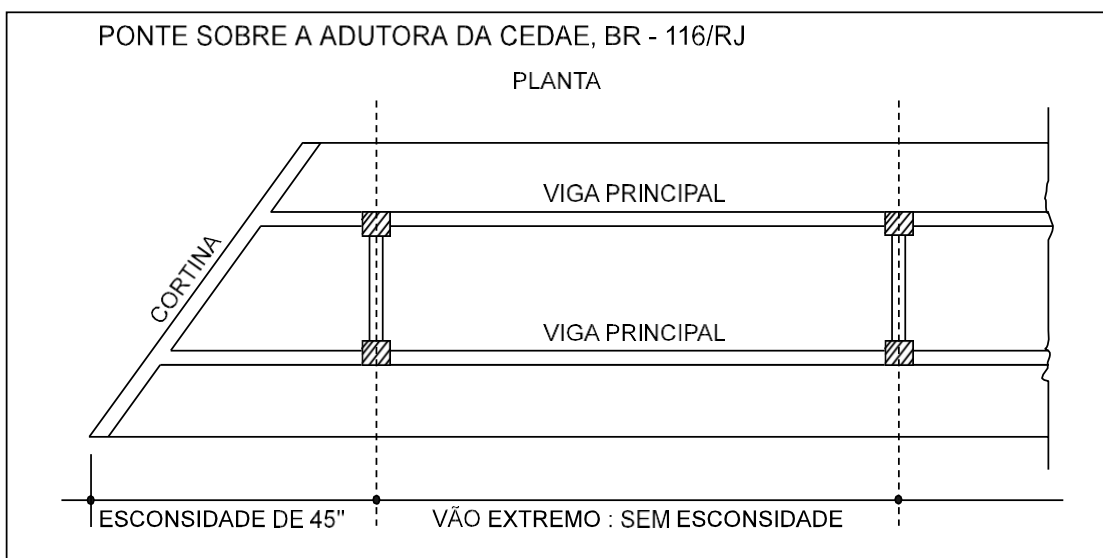


Figura 123

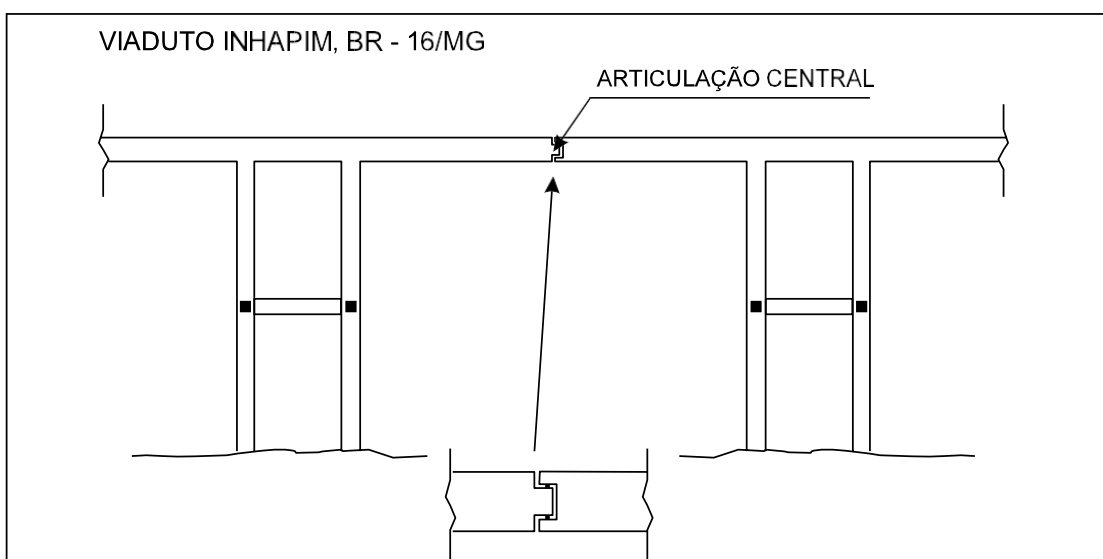


Figura 124

As Figuras 125, 126 e 127 ilustram vários exemplos de estruturas construídas em avanços progressivos, com continuidade posterior, com trechos isostáticos de ligação e com rótula central.

5.2.4 - Superestruturas com Dentes e Vigas Gerber

As superestruturas com dentes e vigas Gerber eram, inicialmente, usadas para quebrar continuidades, simplificar o cálculo e proporcionar pequenas facilidades construtivas; a inexistência, na época, de placas de apoio de neoprene, as dificuldades, demora de fabricação e custos dos aparelhos de apoio metálicos justificavam a solução estrutural que, aliás, proporcionava um bom equilíbrio nas solicitações.

Em contraposição às vantagens que proporcionava, a obrigatoriedade de utilização de dentes, descontinuidades geométricas e estruturais, cujo funcionamento não era do conhecimento geral, revelou-se um verdadeiro desastre. Praticamente todos os dentes apresentam sérios problemas, muitos já foram reforçados e a ruína de alguns provocou o colapso total dos trechos isostáticos; as rupturas dos dentes, dependendo das dimensões e do detalhamento, podem ser frágeis embora, às vezes, precedidas de avisos. Apresentam, também, como outros inconvenientes, acesso e manutenção difíceis.

Hoje, o funcionamento estrutural dos dentes é do conhecimento geral e há diversos modelos de detalhamento que proporcionam segurança e durabilidade aceitáveis.

Entretanto, a solução estrutural continua sendo pobre e deficiente, muito inferior às soluções contínuas.

Estranhamente, segmentos rodoviários importantes, não sob a jurisdição do DNER, como a Rodovia dos Imigrantes, em São Paulo, e a Linha Vermelha, no Rio de Janeiro, empregaram, sistematicamente, sistemas estruturais constituídos de duplos balanços interligados por trechos isostáticos de cerca de quarenta metros de vão.

São obras pesadas, de fraco partido estrutural, de estética desagradável, anti-econômicas e com grande número de juntas transversais e de placas de neoprene; as únicas justificativas para sua utilização residem na padronização de projetos e num ganho relativo na velocidade de construção.

Nas obras do DNER, quando necessário o reforço de dentes, tem sido recomendada, sempre que possível, sua eliminação, com o bloqueio das articulações e a introdução da continuidade. Talvez a mais importante correção de um sistema estrutural deficiente, no DNER, tenha ocorrido com a Ponte Sobre o Rio das Velhas, em Minas Gerais. Tratava-se de uma estrutura em que o vão central, de cem metros, foi construído em balanços sucessivos; a ligação dos dois balanços, equilibrados por vãos laterais de apenas quarenta e cinco metros de comprimento, era promovida por um pequeno trecho isostático. A estrutura pronta, com o correr dos tempos, teve suas deficiências agravadas pela fluência diferenciada nos dois balanços: suas extremidades cederam diferentemente, transformando obra, para os usuários, em um verdadeiro tobogã; além disso, a ponte não permitia a passagem de cargas excepcionais além de um limite baixo: os vãos laterais, apesar de dotados de contrapesos, não conseguiam equilibrar o vão central. A solução foi dar continuidade à obra, eliminando-se o trecho isostático com o bloqueio das articulações, o que foi alcançado através de um excelente projeto e de uma esmerada execução.

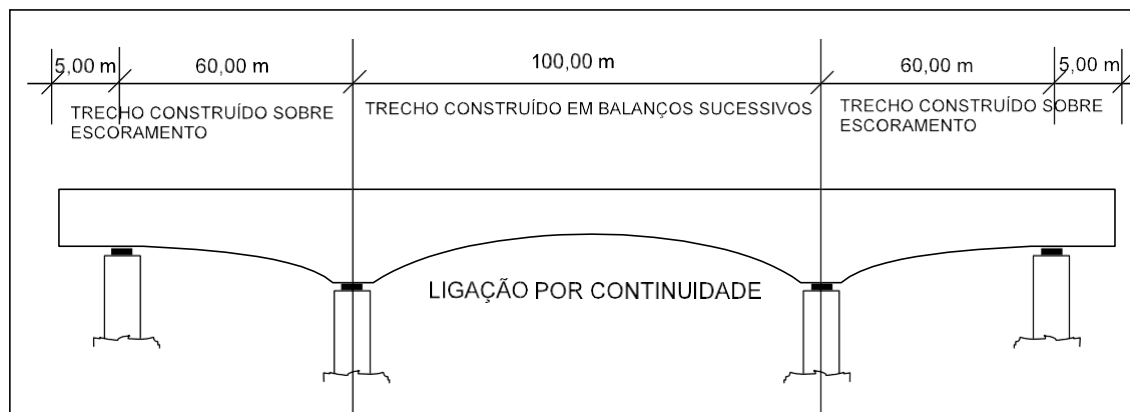


Figura 125

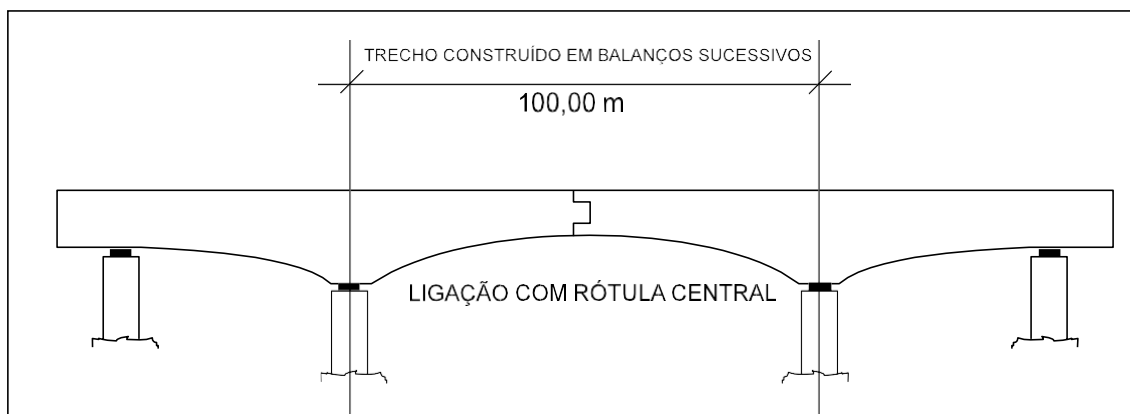


Figura 126

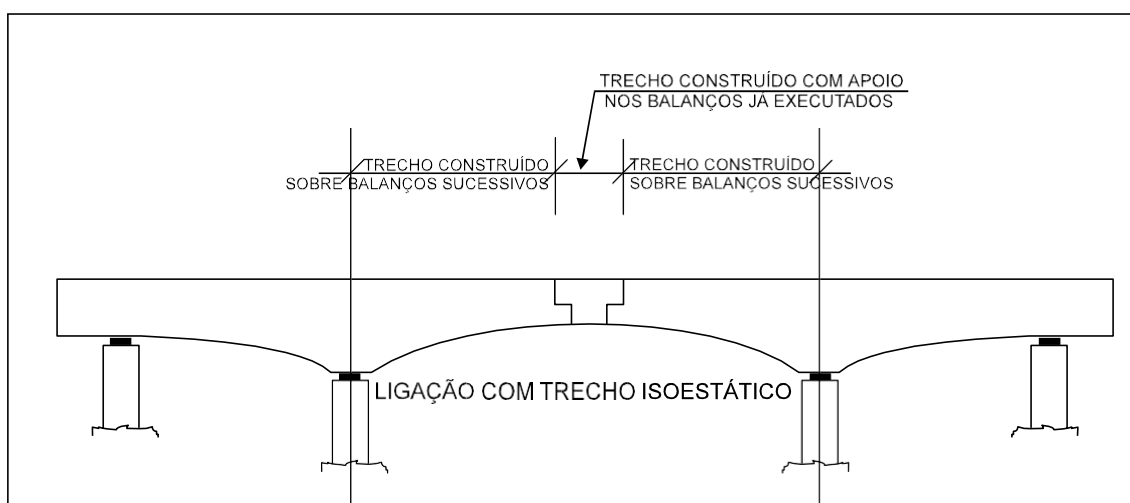


Figura 127

5.2.5 - Estruturas Contínuas e Estruturas Isostáticas

Em obras-de-arte especiais de mais de um vão, as estruturas contínuas apresentam nítidas vantagens em relação às estruturas isostáticas; entre elas, podem ser citadas:

- a - melhor partido estético;
- b - permitem grande redução ou mesmo eliminação de juntas transversais;
- c - propiciam melhor equilíbrio de solicitações;
- d - permitem uma considerável redistribuição de solicitações e conseqüente melhoria da segurança à ruptura;
- e - utilizando-se processos construtivos mais modernos, mas de tecnologia já consagrada e bastante difundida, podem ser construídos segmentos contínuos de cerca de seiscentos metros de comprimento, sem juntas, sem escoramento, sem canteiros especiais e sem necessidade de equipamentos pesados.

Em obras longas ou de comprimento médio, com, pelo menos, mais de duzentos metros e de escoramento difícil, estruturas isostáticas constituídas de vigas pré-moldadas são tradicionais e bastante utilizadas. Este tipo de solução, além de exigir grandes áreas para canteiros, equipamentos pesados de movimentação e colocação de vigas, apresenta como graves inconvenientes o aspecto estético pobre, o grande número de juntas transversais e um número muito maior, ainda, de placas de apoio. O número de juntas transversais pode ser reduzido com o emprego de lajes elásticas; porém; a substituição sistemática de placas de neoprene é inevitável, devendo ser prevista sua rápida e fácil troca.

5.2.6 - Estruturas Aporticadas e Estruturas Rotuladas

Tem sido uma constante o uso generalizado de articulações, com placas de neoprene, na ligação de meso e superestrutura; chega-se ao exagero de, mesmo em pilares muito altos, onde seria mais seguro, definitivo e econômico, engastar os pilares na superestrutura, continuar usando as placas de neoprene, de duração limitada e, às vezes, mais rígidas que os próprios pilares altos.

Troca-se uma aparente facilidade de cálculo, que não existe com os modernos recursos computacionais, hoje ao alcance de todos, por desempenho estrutural inferior e perde-se, também, em economicidade.

Quando possível, estruturas sem descontinuidades são soluções superiores.

5.3 - Considerações Sobre Escolha de Soluções Estruturais

O projeto de uma obra-de-arte especial exige pleno conhecimento de todas suas condicionantes, inclusive condições locais, de acesso e de áreas disponíveis, viabilidade do processo construtivo e prazo desejável para execução da obra; se não for adotada a solução adequada, corre-se o risco de se tornar necessária uma modificação de projeto, dos custos ultrapassarem as previsões iniciais e dos prazos se alongarem. Alguns exemplos ilustrativos, reais, serão citados a seguir.

Na rodovia Belém-Brasília, a Ponte sobre o Rio Tocantins foi inicialmente projetada em arco, solução de execução difícil, principalmente para a época, meados dos anos 50; o escoramento necessário para execução do arco revelou-se incompatível com o caudal das águas, com o regime do rio e com o prazo fixado para conclusão da obra; o projeto foi alterado e executou-se a primeira obra em balanços progressivos, de concreto protendido, no Brasil.

Na BR-101/RJ, Rio-Santos, em meados dos anos 80, um grande deslizamento nas proximidades da Usina de Angra tornou necessária a execução, em curto prazo, de um viaduto de 225,0 m de comprimento. Erradamente, a título de urgência, foi adotada uma solução em vigas pré-moldadas, cinco vãos de quatro vigas de 45,0 m de comprimento, em região montanhosa, de difícil acesso e sem áreas próximas, disponíveis para canteiros de fabricação de vigas. Os canteiros foram localizados a cerca de 5 km da obra e houve acréscimos consideráveis de serviços, de escavação, para implantação das colunas, e de transporte de vigas pré-moldadas; o prazo de execução se alongou por mais de dois anos, tendo a obra, por motivos óbvios, perdido o caráter de urgência. A solução certa seria uma obra em balanços sucessivos, com o mesmo comprimento total e com apenas dois pilares centrais: maior segurança a novos deslizamentos, menor volume de escavação, canteiros convencionais de obra, equipamentos mais leves, menor prazo de execução e menores custos.

A ligação Brasil-Paraguai processa-se, atualmente, através de uma única ponte sobre o Rio Paraná, em Foz do Iguaçu, com o nome de Ponte da Amizade; na época em que foi projetada e construída, fins dos anos 50 e início dos anos 60, a intenção era de ser o arco de maior vão do mundo, cerca de 300 m. A solução era sabidamente de difícil execução, sendo, ainda, necessárias ensecadeiras especiais para execução das fundações e nascenças do arco e também um pesado escoramento em arco metálico de 180 m de vão. Enchentes excepcionais fizeram o prazo previsto se alongar e os custos crescerem. Hoje, já em regime de iniciativa privada, foi aberta uma licitação para projeto e construção da duplicação da ligação Brasil-Paraguai, no mesmo local; entre as várias soluções apresentadas pelas empresas licitantes, duas, com concepções completamente distintas, podem ser destacadas: uma em ponte estaiada com vão central de cerca de 400 m e, a outra, em balanços sucessivos e vão central de apenas 180 m. A ponte estaiada é uma solução monumental, de execução independente das condições do Rio Paraná, mas de custo elevado; a solução em balanços progressivos é convencional, de menor custo mas de execução inteiramente dependente do regime do rio, podendo ter sua construção interrompida, em

qualquer época, por um período de até dois anos; tal fato ocorreu com a Ponte da Amizade e com a Ponte Tancredo Neves, sobre o Rio Iguaçu, ligação Brasil-Argentina.

A apresentação de anteprojetos tão diferentes serve para demonstrar que, nem sempre, a melhor solução estrutural é evidente e espontânea: quase sempre resulta de ponderação das diversas condicionantes envolvidas.

5.4 - Considerações Referentes a Infra-estruturas

Para cada tipo de fundação, ainda que, de uma maneira geral, sua escolha tenha sido correta, cabem algumas observações, todas relacionadas com insucessos ocorridos em obras já executadas.

Assim, poder-se-ia relacionar, no mínimo:

a - Fundações Diretas

Devem ser verificados níveis de assentamento, existência de camadas inferiores muito compressíveis, possibilidade de erosões, descalçamentos, recalques diferenciais e calculadas as tensões admissíveis.

b - Fundações em Tubulões

Devem ser verificadas existência e possibilidade de movimentação de solos muito compressíveis, o que, por si só, já poderia tornar a própria solução contra-indicada, limitado o comprimento dos tubulões de maneira que a pressão na câmara de trabalho seja inferior a $3 \text{ kgf} / \text{cm}^2$, analisadas as possibilidades de desaprumo na cravação, verificada a compatibilidade do terreno com os alargamentos de base projetados e mantidas as dimensões destes alargamentos dentro das prescrições das Normas Brasileiras.

Relativamente a solos muito compressíveis, vale lembrar o acidente ocorrido com a Ponte sobre o Rio Iguaçu, Rodovia Washington Luiz, na década de 50. A obra, com fundações em tubulões, estava concluída, a menos da colocação dos aterros de acesso. Isoladamente, a solução de fundações em tubulões seria aceitável; entretanto, a existência de grandes camadas de solos muito compressíveis, a falta de bermas de equilíbrio e a chegada dos aterros de acesso após a execução da obra, tornaram absolutamente contra-indicada a solução de fundações em tubulões.

A chegada dos aterros de acesso provocou a ruptura do solo e o colapso total da obra. Hoje, o fenômeno da movimentação, e mesmo ruptura, de solos muito compressíveis, também denominados solos moles, provocada por colocação de sobrecargas, está razoavelmente bem divulgado, sendo conhecido como efeito Tschebotarioff; somente por total inexperiência ou por falta de elementos geotécnicos completos e confiáveis, um acidente como o que ocorreu na Ponte sobre o Rio Iguaçu poderia se repetir.

O projeto de tubulões com comprimento crítico, cravação em terrenos com mais de 25,0 m de lâmina d'água, deve ser encarado com reservas; não foram raros os casos em que, não deliberadamente, houve necessidade de serem cravadas estacas metálicas no interior dos tubulões, pela impossibilidade de se atingir terreno resistente com o aprofundamento dos tubulões e para que não se perdessem os serviços já executados.

c - Fundações em Estacas

Para cada tipo de estaca há certos cuidados especiais a serem observados; assim, poderiam ser citados, no mínimo:

- Estacas Pré-Moldadas

Não devem ser utilizadas, sem cuidados especiais, quando há necessidade de serem atravessados certos tipos de terrenos, com pedregulhos, de areias compactas, etc., para atingir camadas resistentes, indicadas no projeto; pode acontecer a quebra da estaca ou o fenômeno da falsa nega, enganosa e perigosa.

Da mesma forma que para os outros tipos de estaca, havendo possibilidade de ocorrência de erosões, as camadas erodíveis não podem ser levadas em conta no cálculo da capacidade de carga das estacas e os comprimentos de estacas que poderão ficar livres com a erosão provável sofrerão os efeitos da correnteza e deverão ter sua estabilidade comprovada, isoladamente e em conjunto com a mesoestrutura.

Dois exemplos reais de escolha inadequada de fundações e de falsa nega serão citados a seguir.

- Ponte Sobre o Rio da Prata, na Rodovia Belo Horizonte-Brasília

Fundações em blocos sobre estacas pré-moldadas de concreto armado, em terreno arenoso; uma enchente de grandes proporções provocou forte erosão, descalçou as estacas e causou o colapso de metade da ponte, obra com comprimento total de cerca de 200 m. A metade da ponte que ruuiu foi reconstruída, com fundações em tubulões e, a outra metade, teve suas fundações reforçadas, ou melhor, substituídas por novas fundações em tubulões.

- Ponte Sobre o Rio Mucuri, na Rodovia Rio-Bahia

Fundações em blocos sobre estacas tubulares, com comprimento previsto de mais de 20 m; as estacas, ao que parece, não conseguiram atravessar grandes camadas intermediárias de terrenos arenosos. Ainda na fase construtiva, uma enchente de vulto provocou a erosão de altura considerável de terreno envolvente das estacas, que perderam grande parte da capacidade resistente, permitindo um brusco recalque de mais de 20 cm.

As fundações deixaram de ser confiáveis e a obra, colocada em tráfego, sofreu ainda uma série de reforços emergenciais, que visavam corrigir sua péssima execução, antes de ser substituída por uma nova, com fundações em tubulões.

Convém observar que o tipo de fundações, estacas tubulares, não era inadequado; ou não foram utilizados equipamentos compatíveis com as dificuldades de cravação ou não houve empenho em se atingir as profundidades previstas.

d - Fundações em Estacas Metálicas

Neste tipo de estaca deve ser cuidadosamente verificada a possibilidade de ocorrência de corrosão, analisando-se a agressividade do terreno e da água, principalmente se esta última for muito poluída ou muito pura.

Emendas e soldas são detalhes importantes, bem como a proteção dos trechos superiores das estacas; estacas não completa e permanentemente envolvidas por terreno de baixa permeabilidade devem ter seus trechos superiores encamisados até, pelo menos, um metro abaixo do nível mínimo das águas.

Nas estacas compostas de trilhos, se permitida sua utilização, devem ser usadas apenas as compostas de três trilhos e verificadas, além das soldas, e com particular atenção, os detalhes de emendas.

e - Fundações em Estacas com Cravação Sustentada

Estacas que utilizam qualquer tipo de sustentação de terreno para sua cravação, tubos metálicos, para estacas tipo Franki e estacas injetadas, e lama bentonítica, para estacas escavadas, somente deverão ser executadas por profissionais experientes; a retirada dos tubos, simultaneamente com a concretagem das estacas e a concretagem submersa, nas estacas escavadas, são operações delicadas que, se mal feitas, podem provocar a degola ou a contaminação das estacas pela invasão do terreno envolvente.

Em uma série de obras, que não serão citadas, recalques aparentemente inexplicáveis foram provocados por operações defeituosas resultantes da utilização de mão-de-obra não qualificada.

5.5 - Considerações Referentes a Mesoestruturas

No que se refere a mesoestruturas, há uma série de observações pertinentes a projeto e detalhamento que convém resumir; a maior parte destas observações diz respeito a mesoestruturas de grande porte e se aplica, principalmente, a pilares-parede e a pilares com seção caixão.

A mesoestrutura deve ser projetada com pleno conhecimento do processo construtivo que será adotado; a utilização de fôrmas convencionais, trepantes, ou deslizantes, implica em, pelo menos, diferentes espessuras de cobrimentos e armaduras com detalhes também diferenciados.

Se utilizada seção caixão para os pilares, deve ser previsto o acesso ao seu interior e o escoamento de águas eventualmente infiltradas.

Nos pilares-parede e nos pilares celulares, as transições entre blocos e pilares devem ter armaduras horizontais convenientemente dispostas para absorver efeitos de retrações diferentes, de concretos de idades diferentes; nos topos destes pilares, além das fretagens convencionais, haverá necessidade de armaduras horizontais adicionais, do tipo de blocos parcialmente carregados, para considerar a entrada de cargas da superestrutura.

Se houver pontos de descontinuidade nos pilares, como seria o caso da transição de uma seção caixão para uma seção com apenas duas lâminas verticais, eles deverão ser cuidadosamente estudados.

Para mesoestruturas destinadas a suportar estrados de vigas pré-moldadas ou estrados construídos por incrementos modulados, haverá necessidade de se conhecer todo o processo construtivo e as cargas de construção.

Toda a mesoestrutura deverá ser projetada de maneira a possibilitar uma fácil e rápida troca de aparelhos de apoio.

5.6 - Considerações Referentes a Superestruturas

As considerações referentes a superestruturas não serão abordadas, especificamente em um item: em itens anteriores e em itens seguintes foram e serão tratados todos os aspectos referentes a superestruturas, julgados mais importantes.

5.7 - Considerações Referentes a Detalhes de Armaduras

5.7.1 - Estruturas de Concreto Armado Convencional

Nas estruturas de concreto armado convencional há armaduras, algumas não especificamente citadas nas Normas e outras permitidas com densidade insuficiente, supostamente secundárias mas de grande importância para a segurança e durabilidade da estrutura; algumas indicações a serem observadas estão listadas a seguir.

- a - As armaduras negativas nos apoios não devem ficar concentradas somente nas vigas principais; pelo menos 40% da armadura total deve ser disposta na laje e este percentual deve se estender, escalonadamente, até, pelo menos, 1/4 do vão.
- b - As armaduras de pele devem ser expressivas: sugere-se, pelo menos, algo em torno de 1 ϕ 10 mm, CA50, c.15, em cada face da viga.
- c - Todos os pontos que apresentam descontinuidades devem ser tratados, dimensionados e detalhados de acordo com teorias modernas, bielas e tirantes, por exemplo.

5.7.2 - Estruturas de Concreto Protendido

5.7.2.1 - Histórico

Do começo de sua utilização até a presente data, o conhecimento dos fatos ligados à protensão evoluiu muito e certos modismos, não desvinculados de interesses comerciais, têm procurado ganhar espaço.

A partir da protensão com cabos de pequena potência, precariamente injetados, e da preocupação com a garantia de uma tensão mínima de compressão no concreto, ou seja, o que seria a protensão total, chegou-se à protensão parcial, ou seja, um grau intermediário de protensão; sempre, porém, fazendo-se apologia da importância da aderência, o que vale atribuir indiscutível superioridade ao cabo aderente em relação ao cabo não aderente.

Um bom projeto seria o que acomodasse todos os cabos no interior da estrutura, garantida a aderência com processos modernos de injeção de calda de cimento, permitindo-se apenas moderadas tensões de tração no concreto para certas combinações de cargas.

Ultimamente, porém, têm sido alardeadas as vantagens dos cabos externos, não aderentes, posicionados dentro de bainhas de polietileno de alta densidade e injetados com ceras ou graxas.

Até que este novo modismo tenha seus procedimentos de cálculo e detalhamento devidamente comprovados e normatizados e que demonstre suas vantagens técnicas e econômicas, as obras-de-arte especiais do DNER devem ser projetadas e detalhadas pelas Normas Brasileiras vigentes.

5.7.2.2 - Detalhes de Armaduras

Algumas considerações mais importantes serão listadas a seguir.

- a - Cabos com saídas superiores e inferiores devem ser evitados; as saídas de topo, nas extremidades das vigas ou das aduelas, e as saídas laterais são preferíveis.
- b - Cabos com ancoragens mortas não devem ser protendidos com tensões muito altas: a ruptura de uma cordoalha poderia trazer problemas de difícil e trabalhosa solução.
- c - A introdução e a difusão da protensão devem ser convenientemente consideradas.
- d - Cabos ancorados em lajes ou faces de vigas, implicam na obrigatoriedade de colocação de armaduras especiais de dispersão das tensões de tração.
- e - O gradiente térmico deve ser, obrigatoriamente, considerado.
- f - Embora teoricamente desnecessária, mesmo em seções totalmente comprimidas é indispensável uma expressiva densidade de armadura passiva, distribuída em toda a seção de concreto.

5.8 - Considerações Referentes a Escoramentos e Planos de Concretagem

A maior parte dos acidentes em obras ocorre durante a construção, e os escoramentos, em geral, são os grandes responsáveis por estes acidentes.

Embora os projetos de escoramentos sejam classificados como projetos construtivos, não sendo, portanto, do escopo deste Manual, cabem algumas observações que poderão evitar a repetição de acidentes e colapsos já ocorridos em obras do DNER; serão lembradas, também, algumas interdependências entre escoramentos, planos de concretagem e processos construtivos.

Os colapsos de escoramentos, parciais ou totais, podem, principalmente, ser devidos a deficiências de projeto, ao uso de materiais inadequados, a deficiências de execução e ao desconhecimento do processo construtivo da obra escorada; cada um desses fatores, por si só, já foi responsável pelo colapso total na construção de obras-de-arte especiais do DNER.

Um escoramento pode ser estável para um determinado processo construtivo, concretagem lenta e simétrica, por exemplo, e apresentar sinais de instabilidade para outros, concretagem assimétrica com utilização de concreto bombeado.

O plano de concretagem e o detalhamento do processo construtivo devem ser do pleno conhecimento do projetista do escoramento a quem devem ser transmitidas todas as informações referentes a fases de concretagem, processo de concretagem, juntas construtivas, sentido da concretagem e eventuais transferências rápidas de cargas.

Um exemplo simples da rápida transferência de cargas é o da protensão de vigas pré-moldadas no canteiro de fabricação. As vigas, acomodadas uniformemente em berços, ao serem protendidas encurtam e sofrem deflexões que as descolam dos berços e transferem imediatamente todas as cargas para as extremidades; se as vigas forem impedidas de encurtar e fletir, os cantos, nas extremidades das vigas, se quebram e podem aparecer trincas ou fissuras.

Fases e sentido de concretagem têm importância fundamental na boa técnica da construção, quando se procura evitar trincas e fissuras na fase construtiva; em linhas gerais, as cargas devem solicitar os escoramentos inicialmente nos trechos mais flexíveis, extremidades de balanços e partes centrais dos vãos, caminhando, em seguida, no sentido dos pontos rígidos, que são os pilares, já construídos.

Uma sucinta descrição de acidentes de escoramento ocorridos em obras do DNER, servirá para consolidar as diretrizes propostas.

a - Ponte sobre o Rio Poti, no Piauí

Colapso total de parte da obra e do escoramento, constituído de madeiras locais, roliças. O projeto do escoramento estava, essencialmente, correto mas a execução foi deficiente. Não houve escolha adequada dos montantes, sem a verticalidade necessária; em lugar de atingir diretamente os fundos das vigas, por exemplo, os montantes se desviavam e recebiam as cargas com grande excentricidade, transmitidas por calços corretivos, pregados aos montantes tortuosos.

b - Viaduto no Contorno de Recife

Colapso total da obra e do escoramento, constituído de madeiras roliças, locais, de pequeno diâmetro e ligadas por pregos. A obra estava paralizada e, na retomada, decorridos alguns meses, não foi efetuada uma revisão adequada no escoramento nem notado ou considerado importante que, nas ligações, todas por pregos, tanto os montantes como os contraventamentos estavam secos, rachados e frouxos.

c - Viaduto Mauá, BR-101/ RJ

Parte do escoramento era constituído de uma série de perfís metálicos, paralelos, apoiados e não suficientemente contraventados lateralmente; com a movimentação da superestrutura já concretada, por ocasião da protensão, os perfís giraram, para se acomodar, deitados na maior dimensão. O Viaduto somente pode ser recuperado após uma série de demolições parciais, dificuldades quase insuperáveis de conclusão de protensão e injeção dos cabos internos e utilização de cabos externos adicionais.

Fato idêntico aconteceu com um Viaduto da BR-040 / RJ.

d - Viaduto Santa Rita, BR-040 / RJ

Escoramento parte tubular e parte em peças curtas e robustas de madeira; o escoramento tubular, muito pouco contraventado, sofreu colapso total, arrastando parte da superestrutura.

e - Aduelas de Balanços Sucessivos

Todas as obras onde a concretagem se processou no sentido da aduela já construída para a extremidade da aduela em construção ficaram com fissuras irreparáveis pela protensão; a concretagem deveria ter sido efetuada a partir da extremidade da aduela em construção, no sentido da aduela já construída.

CAPÍTULO 6

6 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1 - CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6. ed. rev. ampl. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1987-1988. 4 v.
- 2 - DINESCO, Tudor. **Les coffrages glissantes: Techniques et utilisation**. Paris: Eyrolles, 1968. 356 p.
- 3 - INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS. **Manual de projeto de obras-de-arte especiais**. Rio de Janeiro, 1975. 105 p. (Não aprovado pelo CA).
- 4 - LEONARDS, Gerald Allen. **Foundation engineering**. New York: McGraw - Hill, 1962. 1136 p. (McGraw - Hill Civil Engineering Series).
- 5 - LEONHARDT, Fritz. **Brücken Bridges**. Stuttgart, 1982. 305 p.
- 6 - OLIVEIRA FILHO, Ubirajara Marques de. **Fundações profundas**. Porto Alegre, 1985. 267 p.
- 7 - PFEIL, Walter. **Cimbramentos**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1987. 431 p.
- 8 - ———. **Concreto armado, dimensionamento prático, segundo as recomendações do CEB e a norma brasileira NB-1**. 3 ed. rev. atual. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1978. 237 p.
- 9 - ———. **Concreto protendido**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1983. 328 p.
- 10 - WADDELL, Joseph J. **Concrete construction handbook**. New York: McGraw - Hill, 1974. 978 p.